

Milla Ranta

Tiesiltojen väsymistarkastelut simuloinnin avulla



Milla Ranta

Tiesiltojen väsymistarkastelut simuloinnin avulla

Opinnäytetyö 7/2018

Liikennevirasto
Helsinki 2018

Kannen kuva: Jussi Helttunen / Liikenneviraston kuva-arkisto

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN 2343-1741

ISBN 978-952-317-590-7

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

Milla Ranta: Tiesiltojen väsymistarkastelut simuloinnin avulla. Liikennevirasto, tekniikka- ja ympäristöosasto. Helsinki 2018. Opinäytetyö 7/2018. 86 sivua ja 4 liitettä. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-590-7.

Avainsanat: väsyminen, simulointi, ekvivalentti jännitys, liikennekuormat, suunnittelukuormat, sillat, käyttöikä

Tiivistelmä

Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin rakenne- ja betoniteräksen väsymistä ja sitä, voiko väsyminen lyhentää tiesiltojen suunniteltua käyttöikää. Tutkimuksessa suoritettiin väsymistarkastelu kolmelle todelliselle siltakohteelle simuloinnin avulla. Lisäksi arvioitiin todellisille silloille standardin SFS-EN 1991-2 mukaisista suunnittelukuormakaavioista LM1 sekä väsytyskuormakaavioista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasituksia.

Todellisten siltakohteiden väsymistarkastelua varten silloille luotiin todellista liikennettä mukaileva simuloitu liikennevirta. Simulointia varten määriteltiin kaksi liikenneluokkaa, joissa raskaiden ajoneuvojen kaistakohtaiset määrät sekä ajoneuvojen kohtaamisen todennäköisyydet vaihtelivat. Liikenneluokassa 1 raskaiden ajoneuvojen kaistakohtainen liikennemäärä oli 500 000 yksikköä vuodessa, ja liikenneluokassa 2 vastaava luku oli 150 000 yksikköä. Simulointiohjelma poimi tiedot sillan odotetun käyttöiän aikana tapahtuvasta vaihtuva-amplitudisesta jännitysvaihtelusta ja kuvaa sitä ekvivalenttisena jännitysvaihteluna, joka vastaa koko jännityshistorian aikana tapahtunutta väsymisvauriota sillassa. Tätä ekvivalenttista jännitysvaihtelua verrattiin kunkin sillan tarkastelupisteiden väsymiskestävyyksiin ja arvioitiin siten rakenteen väsymiskestävyyttä. Lisäksi jännitysvaihtelun ekvivalenttiarvoa verrattiin suunnittelu- ja väsytyskuormakaavioista aiheutuviin rasituksiin.

Tutkimustulosten perusteella väsyminen aiheuttaa merkittävämpää vauriota teräs- kuin teräsbetonirakenteissa. Teräs- ja liittorakenteisten siltojen suunnittelussa tulisi kiinnittää huomiota etenkin siihen, ettei väsymisen kannalta kriittisimpiä detaljeja sijoiteta sillan rasitetuimpiin pisteisiin. Betoniterästen hitsaukset ja jatkokappaleet eivät sovellu betonisiltoihin, joissa merkittävä osa terästen rasituksista aiheutuu liikennekuormasta. Lisäksi liikennemäärän vähentyessä väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset eivät pienene samassa suhteessa kuin mitä todellisesta liikenteestä aiheutuvat rasitukset pienenevät. Tulosten perusteella väsytyskuormakaavioon liittyvä, liikenteen määrän huomioiva vauriokerroin voisi etenkin rakenneteräksen osalta kaivata päivitystä.

Milla Ranta: Utmattningskontroll av vägbroar genom simulering. Trafikverket, drift och underhåll. Helsingfors 2018. Lärdomsprov 7/2018. 86 sidor och 4 bilagor. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-590-7.

Sammanfattning

I denna studie kontrollerades utmattning hos konstruktions- och armeringsstål samt huruvida utmattning kan förkorta vägbroars planerade livslängd. Tre befintliga broar blev föremål för en utmattningskontroll genom simulering. Dessutom bedömdes belastningarna på de befintliga broarna enligt lastmodell LM1 och utmattningslastmodell FLM1 och FLM3 i enlighet med standard SFS-EN 1991-2.

För utmattningskontrollen av de befintliga broarna skapades ett simulerat trafikflöde för att motsvara verklig trafik på broarna. För simuleringen fastställdes två trafikklasser med varierande antal tunga fordon per körfält och varierande sannolikhet för fordonsmöte. I trafikklass 1 var antalet tunga fordon per körfält 500 000 enheter per år, och i trafikklass 2 var motsvarande siffra 150 000 enheter. Simuleringsprogrammet plockade uppgifterna från spänningsvariation med variabel amplitud för brons förväntade livslängd och beskriver variationen som ekvivalent spänningsvariation, vilket motsvarar den utmattningsskada som skett i bron under hela dess spänningshistoria. Denna ekvivalenta spänningsvariation jämfördes med utmattningshållfastheten för kontrollpunkterna i respektive bro och utifrån detta bedömdes konstruktionens utmattningshållfasthet. Dessutom jämfördes spänningsvariationens ekvivalensvärde med belastningarna enligt last- och utmattningslastmodellerna.

Enligt resultaten orsakar utmattning större skador i stålkonstruktioner än i konstruktioner av armerad betong. Vid planeringen av stålbroar och broar med samverkanskonstruktion bör man fästa särskild uppmärksamhet vid att de för utmattning mest kritiska detaljerna inte placeras i brons mest belastade punkter. Svetsningar av och skarvstycken för armeringsstål lämpar sig inte i betongbroar där en betydande del av belastningen på armeringen orsakas av trafiklasten. Resultaten visar dessutom att en minskning av trafiken inte minskar belastningarna enligt utmattningslastmodell FLM3 i samma proportion som belastningarna orsakade av den verkliga trafiken minskar. På basis av resultaten skulle det krävas en uppdatering av den skadeekvivalentfaktor som hänför sig till utmattningslastmodellen och som beaktar trafikmängden, i synnerhet för konstruktionsstål

Milla Ranta: Fatigue examinations of road bridges by simulation. Finnish Transport Agency, Maintenance Department. Helsinki 2018. Thesis 7/2018. 86 pages and 4 appendices. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-590-7.

Abstract

The main focus in this study was to investigate fatigue of steel and reinforcing steel, and estimate whether fatigue may shorten the design lifetime of road bridges. The fatigue examination was done on three existing bridges by simulation. In addition, these real bridges were loaded by the design load model LM1 and fatigue load models FLM1 and FLM3.

The stresses on examined bridges were estimated by a simulation of the traffic flow. For the simulation, two different traffic classes were defined. In class 1 the heavy traffic per lane was 500 000 units per year. In class 2 the heavy traffic per lane was 150 000 units per year. The probability of having an individual car or a queue of cars meeting the oncoming car or an oncoming queue of cars varied depending on the traffic class. The simulation program created a traffic flow, which caused the variable-amplitude stress fluctuation to the bridges. The program defined the equivalent stress variation having the same resistance against fatigue failure as the varying stress cycles. This equivalent stress variation was compared to the fatigue resistance of the various details of the bridges. Thus, the fatigue resistance of the structure was estimated. In addition, the equivalent stress variation was compared with the stress variations of design and fatigue load models.

Based on the results of the research, fatigue causes more serious damages to steel structures than reinforced concrete structures. Design of steel structures and composite bridges should pay special attention to detail design. The most critical details of fatigue should not be placed at locations subject to high stress fluctuations. Welded concrete steel rods and extruders are not suitable for concrete bridges where a significant part of the stresses results from the traffic load. In addition, the results show that when the volume of traffic is reduced the stresses caused by the fatigue load FLM3 do not decrease in the same proportions as the stresses caused by actual traffic. On this basis, the λ -factor associated with fatigue load might need updating, especially for structural steel.

Esipuhe

Tämän tutkimuksen on tehnyt Milla Ranta diplomityönä Tampereen teknilliselle yliopistolle. Työ on tehty Destia Oy:n sillansuunnitteluyksikössä. Työn tilaajana oli Liikennevirasto ja työn rahoituksesta vastasivat Liikennevirasto ja Destia Oy.

Diplomityön tarkastajana toimi Tampereen teknillisestä yliopistosta professori Anssi Laaksonen. Työn ohjausryhmään kuuluivat Liikennevirastolta DI Heikki Lilja, TkL Timo Tirkkonen ja DI Heini Raunio. Työn ohjaajina ovat toimineet myös TkL Torsten Lunabba sekä DI Kimmo Julku Destia Oy:n sillansuunnittelusta.

Helsingissä elokuussa 2018

Liikennevirasto
Tekniikka- ja ympäristöosasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	9
1.1	Tutkimuksen lähtökohdat	9
1.2	Tutkimuksen rajaukset	10
1.3	Tutkimuksen tavoitteet	10
1.4	Tutkimuksen suoritus	11
2	LÄHTÖKOHDAT	13
2.1	Tiesiltojen määrät	13
2.1.1	Suunnittelukuormittain	13
2.1.2	Rakentamisajankohdittain	16
2.2	Taitorakenteiden korjausvelka	17
2.3	Teräksen väsyminen	18
2.3.1	Väsymismitoitus eurokoodin mukaan	19
2.4	FLM3-kaavion käyttö teräs- ja teräsbetonirakenteiden väsymistarkastelussa	20
2.4.1	Ekvivalentti vauriokerroin rakenneteräkselle	21
2.4.2	Ekvivalentti vauriokerroin betoniteräkselle	22
3	LASKENNAN KULKU	26
3.1	Kaistojen sijoittuminen	26
3.2	Liikenneluokat	27
3.2.1	Liikennemäärän ja kohtaamistodennäköisyyden muutoksen vaikutus ekvivalenttiin jännitysvaihteluun	28
3.3	Liikenteen simulointi	30
3.3.1	Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin määrittäminen	31
3.3.2	Dynaaminen suurennuskerroin	33
3.4	Suunnittelu- ja väsytytkuormakaavioilla kuormittaminen	34
4	TARKASTELTAVAT SILTAKOhteet	35
4.1	Melttusen silta (Tpbl)	35
4.1.1	Tarkasteltavat detaljit	40
4.1.2	Väsymistarkastelu	41
4.2	Liisanniemensilta (Tjpbl)	43
4.2.1	Tarkasteltavat detaljit	50
4.2.2	Väsymistarkastelu	52
4.3	Vähäjoen silta (Bjl)	53
4.3.1	Tarkasteltavat detaljit	55
4.3.2	Väsymistarkastelu	57
5	TULOKSET	59
5.1	Melttusen silta (Tpbl)	59
5.1.1	Simuloinnista aiheutuvien rasitusvaihteluiden jakauma	59
5.1.2	Väsytytkuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 toimivuus	60
5.1.3	Väsymistarkastelu	62
5.1.4	Kuormakaistojen sijainnin merkitys	64
5.1.5	Kriittisimpien pisteiden tarkastelu	66
5.2	Liisanniemensilta (Tjpbl)	67
5.2.1	Väsytytkuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 toimivuus	67
5.2.2	Väsymistarkastelu	69
5.2.3	Kuormakaistojen sijainnin merkitys	72
5.2.4	Kriittisimpien pisteiden tarkastelu	73

5.3	Vähäjoen silta (Bjl)	74
5.3.1	Väsytyskuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 toimivuus	74
5.3.2	Väsymistarkastelu	76
5.3.3	Kuormakaistojen sijainnin vaikutus.....	78
5.4	Simuloitujen tulosten herkkyystarkastelu	79
6	JOHTOPÄÄTÖKSET	82
6.1	Väsytyskuormakaaviot FLM1 ja FLM3.....	82
6.2	Rakenne- ja betoniteräksen väsyminen.....	83
6.2.1	Rakenneteräksen väsyminen.....	83
6.2.2	Betoniterästen väsyminen	83
6.3	Jatkotoimenpiteet.....	84
6.3.1	Kuormitushistorian vaikutus.....	84
6.3.2	HCT-ajoneuvojen vaikutukset	84
	LÄHDELUETTELO	85

LIITTEET

Liite 1	Melttusen silta
Liite 2	Liisanniemen silta
Liite 3	Vähäjoen silta
Liite 4	Herkkyystarkastelu

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen lähtökohdat

Tämä tutkimus on jatkoa vuosina 2015 ja 2016 toteutetulle projektille, jossa selvitettiin maantiesiltojen suunnittelukuormien varmuustason riittävyyttä sekä ajoneuvoasetuksen (AA13) mukaisen liikenteen vaikutuksia siltojen kestävyys [1]. Tässä työssä tutkimusta laajennetaan tiesiltojen väsymiskestävyyden arviointiin. Väsymistarkastelun tulosten avulla edelleen arvioidaan, voiko väsyminen olla tiesillan suunniteltua käyttöikä lyhentävä tekijä.

Korjausvelkaa eli korjausvajetta syntyy, kun rakenteen vaatimia korjaustoimenpiteitä lykätään rahoituksen puutteen takia. Korjausten jälkeensä jääneisyydestä johtuva korjaus-velka rasittaa myös taitorakenteiden nykyistä ja tulevaa ylläpitoa. Kaikkien taitorakenteiden korjausvelan on arvioitu olevan 306 M€, josta tieverkolla sijaitsevien taitorakenteiden 231 M€. [2] Riittämättömän rahoituksen takia huonokuntoisten taitorakenteiden määrä kasvaa vuosi vuodelta. Nykyisellä rahoitustasolla taitorakenteiden kunto- ja palvelutason on kuitenkin arvioitu pysyvän kohtuullisena aina vuoteen 2025 asti. Mikäli rahoitustasot pysyvät ennallaan, on tämän jälkeen odotettavissa korjausvelan merkittävää kasvua. Peruskorjausta tarvitsevat sillat ovat tyypillisesti 40–50 vuotta vanhoja ja näin ollen 1960- ja 1970-lukujen aikana rakennetut suuret siltamäärät alkavat olla potentiaalisessa peruskorjausikässä. Tämä tarkoittaa siltojen rahoitustarpeessa korjaus- ja rahoitustarpeen kasvua jo ennen vuotta 2025. Taitorakenteiden korjausvelkaa on tarkasteltu enemmän kappaleessa 2.2. Sallittujen kokonais- ja akseli-kuormien jatkuvasti kasvaessa lyhenee olemassa olevien, liian pienille suunnittelukuormille mitoitettujen siltojen jäljellä oleva elinikä myös silloin, kun silloissa ei ole alkuperäiseen kantavuuteen vaikuttavia, mainittavia vaurioita.

Siltojen suunnitellun käyttöiän ollessa yleisesti 100 vuotta, voidaan potentiaalisessa peruskorjausikässä olevien siltojen käyttöikää olettaa olevan jäljellä vielä useita vuosikymmeniä [2]. Suunnitellun käyttöiän saavuttaminen edellyttää kuitenkin, että rakennetta ylläpidetään ja korjataan asianmukaisesti. Korjausrahoituksen niukkuuden takia onkin tärkeää pystyä ajoittamaan korjaukset edullisimpaan ajankohtaan sekä kohdistamaan korjaustoimenpiteet mahdollisimman tehokkaasti vain tarpeellisiin kohteisiin. Tämä edellyttää entistä tarkempaa perehtymistä sillan käyttöikään vaikuttaviin tekijöihin.

Rakenneterästen mitoituksessa tarkastetaan, että saavutetaan riittävä todennäköisyys sille, että niiden väsymiskäyttäytyminen on tyydyttävä koko sillan suunnitellun käyttöiän ajan. [6] Betoniteräksen väsymiskestävyys ohjeistetaan tarkistamaan, mikäli rakenteeseen tai rakenneosaan kohdistuu säännöllisiä kuormitusjaksoja [9]. Tässä työssä tarkastellaan tarkemman väsymistarkastelun avulla rakenne- ja betoniterästen väsymistä ja tutkitaan, voiko rakenteen väsyminen aiheuttaa sen suunnitellun käyttöiän lyhenemistä. Mikäli näin on, tulisi väsyminen huomioida arvioitaessa olemassa olevien siltojen jäljellä olevaa käyttöikää. Siltojen jäljellä olevan käyttöiän luotettava arvioiminen mahdollistaa korjausten tehokkaan ja taloudellisen ajoittamisen.

Uusien siltojen väsymismitoitus tapahtuu Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI1 mukaisten väsytytkuormakaavioiden FLM1...5 ja materiaalikohtaisten soveltamisohjeiden avulla. Simuloimalla silloille ajoneuvoasetuksen mukaisten raskaiden ajoneuvojen muodostama liikennevirta, voidaan arvioida siltojen todellista väsymistä ja sitä, miten hyvin väsytytkuormakaaviot vastaavat todellisen liikenteen kuormia.

1.2 Tutkimuksen rajaukset

Tässä työssä tutkitaan ainoastaan tiesiltoja, jolloin ratasillat on rajattu tutkimuksen ulkopuolelle. Tarkasteluun on valittu Suomen tieverkolta kolme todellista siltakohdetta, joille simuloidaan todellista liikennettä mukaileva liikennevirta. Liikenteen simuloinnissa ei ole huomioitu ruuhkautunutta tai tiiviiksi jonoksi muodostuvaa liikennettä, mutta tiheä raskas liikenne on kuitenkin huomioitu jossain määrin, sillä simulointi tuottaa ajoittain raskaita, 2-5 ajoneuvon jonoja, joissa ajoneuvojen väliset välimatkat ovat suhteellisen lyhyitä, alle 300 metriä. Simuloinnilla tarkastellaan vain kaksikaistaisia teitä, joiden kaistakohtaiset liikennemäärät ovat 150 000 ja 500 000 raskasta ajoneuvoa vuodessa. Liikenteen simuloinnilla selvitetään siltaa rasittavat ekvivalentit tuki- ja kenttämomentit, leikkausvoimat sekä tukireaktiot. Lisäksi tutkimus rajataan käsittelemään ainoastaan rakenneterästä sekä betoniteräksiä, eli betonin väsymistä ei tässä työssä tutkita lainkaan. Betoniteräksistä huomioidaan ainoastaan suorat ja taiputetut betoniterästangot.

Vertailukohteeksi simuloimalla saataville väsytytkuormille valitaan väsytytkuormat FLM1 sekä FLM3. Näiden väsytytkuormakaavioiden mukaiset kuormat soveltuvat hyvin moottori- ja moottoriliikenneteiden tyypillisen raskaan liikenteen kuvaamiseen [3]. Tässä tutkimuksessa väsytytkuormakaaviossa FLM1 on otettu huomioon Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI1 mukaiset kansallisten valintojen γ -kertoimet [7].

Tässä tutkimuksessa ei myöskään ole arvioitu tarkasteltavien siltojen kuormitushistoriaa, vaan kuormituksen on oletettu pysyvän nykyisessä suuruudessaan koko sillan käyttöiän ajan.

1.3 Tutkimuksen tavoitteet

Tämän työn tavoitteena on simuloinnin avulla tarkastella todellisen liikenteen väsyttävää vaikutusta tiesilloilla. Väsymistarkastelua sovelletaan olemassa olevien siltakohdeiden jäljellä olevan käyttöiän arvioimiseen. Mikäli tarkastellun rakenneosan väsymiskestävyys todetaan riittäväksi, voidaan olettaa, ettei rakenteeseen synny väsymisvaurioita sen suunnitellun käyttöiän aikana.

Siltojen, kuten muidenkin taitorakenteiden, korjausvelka on varsin huomattava ja sen odotetaan kasvavan edelleen, ellei nykyistä rahoitustasoa nosteta. Potentiaalisessa korjausiässä olevien siltojen määrä on Suomessa varsin suuri, mutta kaikille kyseisille silloille ei korjausvelan ja riittämättömän rahoituksen vuoksi pystytä tekemään niiden vaatimia korjaustoimenpiteitä. Siltojen jäljellä olevan käyttöiän arvioiminen rakenteiden väsymisilmiön perusteella voi muodostua merkittäväksi tekijäksi siltojen korjaustarvetta arvioitaessa. Tämän tutkimuksen tavoitteena on selvittää sitä, voiko rakennetai betoniteräksen väsyminen olla sillan elinikää lyhentävä tekijä ja siten määräävä tekijä korjausvelan kasvussa.

Lisäksi tutkimuksessa saatavia ekvivalentteja jännitysvaihteluja verrataan NCCI1 mukaisten väsytytkuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 avulla laskettaviin jännitysvaihteluihin. Tarvittaessa voidaan väsytytkuormakaavioita päivittää vastaamaan paremmin todellisen liikenteen aiheuttamaa väsytytkuormaa.

1.4 Tutkimuksen suoritus

Tässä tutkimuksessa tarkastellaan kolmen todellisen siltakohteen väsymiskestävyyttä simuloinnista aiheutuvia jännitysvaihteluista vastaan. Ennen tutkimuksen aloitusta on laadittu simulaatio-ohjelma, jolla voidaan luoda ajoneuvoasetuksen mukaisten raskaiden ajoneuvojen muodostama liikennevirta tutkittavalle sillalle. Ohjelma sisältää tiedot ajoneuvoasetuksen mukaisten raskaiden ajoneuvojen tyypeistä, painojakaumista sekä vuosittaisista liikennemääristä. Tiedot on saatu vuoden 2012 aikana suoritetuista liikenteen mittauksista, joissa mitattiin liikennemäärät ja liikenteen koostumus 17 LAM-pisteestä. Liikenne on jaettu kahteen liikenneluokkaan, joilla on erilaiset raskaiden ajoneuvojen vuosittaiset liikennemäärät sekä ajoneuvojen kohtaamisen todennäköisyydet. Liikenteen simulointi on kuvattu yksityiskohtaisesti kappaleessa 3.

Tässä työssä tutkittaviksi todellisiksi siltakohteiksi valitaan seuraavat sillat:

- Vähäjoen silta, Turku
 - Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
 - Jännemitat: 12,80 + 16,00 + 12,80 m
 - Valmistumisvuosi: 1961
 - Suunnittelukuorma: A1
- Melttusen silta, Kaavi
 - Teräsbetonikantinen liittopalkkisilta
 - Jännemitta: 37,45 m
 - Valmistumisvuosi: 1983
 - Suunnittelukuorma: LkI, Ek1
- Liisanniemen silta, Laukaa
 - Teräksinen jatkuva palkkisilta, teräsbetonikantinen, liittorakenteinen
 - Jännemitat: 58,00 + 72,00 + 58,00 m
 - Valmistumisvuosi: 1998
 - Suunnittelukuorma: LkI, Ek1

Tutkimukseen valitut sillat edustavat ns. tyyppisilloja, jollaisia voi teoriassa sijaita Suomessa millä tahansa tieosuudella. Tutkimuksessa haluttiin tarkastella sekä betoniterästen että rakenneteräksen väsymistä ja tämän vuoksi tutkittaviksi silloiksi valittiin sekä teräsbetonisia että teräsrakenteisia siltoja. Tutkimuksen monipuolistamiseksi tarkasteluun valittiin sekä yksiaukkoinen että kolmiaukkoisia siltoja, joiden kaikkien jännemitat ja hyötyleveydet olivat keskenään erilaiset.

Selvitettyjen lähtötietojen perusteella luotiin simuloitu liikennevirta tutkittaville silloille. Simuloinnin avulla saatiin siltoja kuormittavat ekvivalentit jännitysvaihteluvälit sekä jännitysjaksojen lukumäärät. Ekvivalentilla jännityksellä kuvataan sitä rasitusta σ_{E1} , jolla rakennetta kuormitetaan N_R kertaa. Sen väsyttävä vaikutus rakenteessa on yhtä suuri kuin muuttuva-amplitudisen rasituksen, jossa vaihtelut $\Delta\sigma_{Ri}$ toistuvat N_{Ri} kertaa. Ekvivalentti jännitys voi olla taivutusta, leikkausta tai puristusta riippuen tutkittavasta rasitusluonteesta σ_{E1} . Kun rakenteen käyttäytyminen on lineaarista, ovat siinä

vaikuttavat jännitykset verrannollisia kuorman aiheuttamiin rasituksiin. Saatua ekvivalentteja jännitysvaihteluita voidaan verrata Eurokoodin mukaisiin rakenteiden väsymiskestävyyskäyräihin ja arvioida näin ollen siltojen jäljellä olevaa käyttöikää.

Liikenteen simulaation perusteella saatavia ekvivalentteja jännitysvaihteluvälejä verrataan lisäksi väsytySKUORMAKAAVIOIDEN FLM1 ja FLM3 avulla määriteltyihin jännitysvaihteluväleihin. Tämän perusteella voidaan arvioida kyseisten väsytySKUORMIEN varmuutta ajoneuvoliikenteen aiheuttamille jännitysvaihteluille.

2 Lähtökohdat

2.1 Tiesiltojen määrät

Tiesillaksi määritellään tieliikennettä esteen yli välittävä rakenne, jonka vapaa-aukko on vähintään 2,0 metriä. [2] 1.1.2016 Liikenneviraston hallinnassa oli 15 140 tiesiltaa. Tiesiltojen rakentaminen oli vilkkainta 1960- ja 1990- lukujen välillä. Tuona aikana onkin rakennettu yli kaksi kolmasosaa kaikista maamme tiesilloista. 2000-luvulla uusien siltojen rakentaminen on vähentynyt. [4]

2.1.1 Suunnittelukuormittain

Ajoneuvoista aiheutuva liikennekuorma sillalla voidaan määritellä käyttäen ns. suunnittelukuormakaavioita, jotka asetetaan sillalle siten, että saadaan kuorman määräävä vaikutus. Nykyään käytössä ovat suunnittelukuormat LM1...LM4 sekä Siltojen kantavuuslaskentaohjeen [20] mukainen kuorma AA13. [7] Tätä vanhemmat suunnittelukuormat on poistettu jo käytöstä, mutta niillä mitoitettuja siltoja löytyy maantieverkolta luonnollisesti edelleen runsaasti. Kantavuudeltaan heikoimmat sillat on suunniteltu 6-12 tonnin ajo-neuvokuormilla, jotka olivat käytössä ennen 1950-lukua. [4]

Siltojen kantavuusluokat määräytyvät sen mukaan, millä suunnittelukuormalla ne on mitoitettu. Kantavuusluokkia on yhteensä 11 kpl ja niistä korkein on Taitorakennerekisterin määrittelemä uusi kantavuusluokka 7 [2]. Korkeimpiin kantavuusluokkiin 6 ja 7 kuuluvat sillat, jotka on mitoitettu vähintään suunnittelukuormalla PKM71/Ek1. Kantavuusluokkiin 4 ja 5 kuuluvat sillat on mitoitettu suunnittelukuormilla AI tai Ak1, Ek1 tai näitä laskennalliselta kantavuudeltaan vastaavilla liikennekuormilla. Korkeintaan suunnittelukuormalle AkII+Ek2 mitoitettut sillat kuuluvat kantavuusluokkiin 1-3. [2]

Taulukossa 2.1 on esitetty tiesiltojen kantavuusluokat listattuna niiden suunnittelukuormien perusteella.

Taulukko 2.1. Tiesiltojen kantavuusluokat suunnittelukuormittain 1.1.2016. [4]

Suun.kuorman nimi	Kantavuusluokka													Silloja yht.
	1a	1b	2	3a	3b	3c	4	5	6a	6b	7a	7b	Määrittelemätön	
6 t auto	12													12
9 t auto	65		1	44			212							339
12 t auto	52		4	78										141
I-26														1
AI	1		1	2			942	1 545						2 501
AII				22	27	96	1							146
AIII	1													1
AI+тели								1 022						4
Akl, Ek 1								964						5
Akl, Ek 2							262							262
AkII, Ek 2						9								9
AkIII, Ek 3		9												9
Maa75			94											94
PKM71, Ek 1								2		10				6
PKM71, Ek 2							1		2	1				2
AA 90						49								1
Lkl, Ek 1							2		1	7 334				9
Lkl, Ek 2			1						670					671
LkII, Ek 2							43							43
LkIII, Ek3		1												1
Klk			8				5	3		2				407
KL - 2010										2				13
LM1 - 2010											48			48
LM1 (Y) - 2010														9
LM1, LM3 - 2010											229			8
LM71-35 - 2010														1
LM1, LM3 - 2014												15		3
Luokittelematon	16		2	2	2	2	14	4						586
Ei tietoa														114
Yhteensä	147	10	111	148	29	156	1 482	3 540	673	7 349	277	15	1 203	15 140

Ajoneuvoasetuksen muutoksen (1.10.2013) mukainen ajoneuvopainojen nosto vaikuttaa useiden siltojen odotettavissa olevaan käyttöikään. Kantavuusluokkiin 6 ja 7 kuuluvien siltojen odotettavissa olevaan käyttöikään ajoneuvoasetuksen muutoksen ei katsota merkittävästi vaikuttavan. [2] Taulukosta 1 havaitaan, että yli puolet Suomen silloista kuuluu kantavuudeltaan näihin luokkiin.

Reilu kolmannes maamme silloista kuuluu kantavuusluokkiin 4 ja 5. Näiden siltojen kantavuudet saattavat olla riittämättömiä nousseille ajoneuvopainoille ja niiden jäljellä ole-van käyttöiän voidaan olettaa lyhentyneen 0-15 vuotta. [2] Kyseisten siltojen jäljellä olevat käyttöikäarviot vaihtelevat kuitenkin huomattavasti riippuen mm. silta-tyypistä sekä sillan kunnosta. Huonokuntoisille silloille ei enää voida määrittää jäljellä olevaa käyttöikää, mutta parempikuntoisten siltojen odotetaan kestävän vielä 30 vuotta [2].

Taulukosta 2.1 havaitaan kantavuusluokkiin 1-3 kuuluvia tiesiltoja olleen vuonna 2016 Suomessa yhteensä 601 kpl. Kyseisten siltojen jäljellä olevaa käyttöikää ei enää pystytty määrittämään ja useiden niistä odotetaankin olevan elinkaarensa lopussa. Kantavuus-luokkien 1-3 siltojen kuntoa tulisi tarkkailla huolellisesti sekä asettaa niille painorajoitteita riittävän aikaisessa vaiheessa. Mahdollisuuksien mukaan nämä sillat tulisi uusia mahdollisimman nopeasti. [2]

Taulukosta 2.1 havaitaan, että lähes puolet kaikista silloista on mitoitettu suunnittelukuormalla Lk1, Ek1. Kyseessä on 70-luvulla käyttöön otettu mitoituskuorma PKM 71, joka sai myöhemmin nimekseen Lk1. Muutamaa poikkeusta lukuun ottamatta kaikki tällä suunnittelukuormalla mitoitettut sillat kuuluvat kantavuusluokkaan 6.

Taulukossa 2.2 on jaoteltu siltojen suunnittelukuormat teiden toiminnallisten luokkien mukaan. Tiet on tässä luokiteltu keskimääräisen vuorokausiliikenteen perusteella viiteen eri toiminnalliseen luokkaan: valta-, kanta-, seutu- ja yhdystiet sekä muut tiet.

Taulukko 2.2. Siltojen suunnittelukuormat tien toiminnallisen luokan mukaan 1.1.2016.
[4]

Suun.kuorman nimi	Toiminnallinen luokka					Yhteensä
	Valtatie	Kantatie	Seututie	Yhdystie	Muu tie	
6 t auto				12		12
9 t auto	5	5	61	247	21	339
12 t auto	7	2	29	97	6	141
I-26					1	1
AI	644	220	625	989	23	2 501
AII	6	13	35	83	9	146
AIII				1		1
AI+teli	318	165	256	265	22	1 026
Akl, Ek 1	248	101	212	392	16	969
Akl, Ek 2	4	3	7	234	14	262
AkII, Ek 2				8	1	9
AkIII, Ek 3				6	3	9
Maa75			4	87	3	94
PKM71, Ek 1	2		3	10	3	18
PKM71, Ek 2				3	3	6
AA 90	1	1	5	42	1	50
Lkl, Ek 1	2 270	628	1 405	2 512	531	7 346
Lkl, Ek 2	7	5	22	613	24	671
LkII, Ek 2			1	27	15	43
LkIII, Ek3					1	1
Klk	9	6	12	14	384	425
KL - 2010			1	1	13	15
LM1 - 2010	1	1	11	22	13	48
LM1 (Y) - 2010					9	9
LM1, LM3 - 2010	67	17	29	62	62	237
LM71-35 - 2010					1	1
LM1, LM3 - 2014		1	4	10	3	18
Luokittelematon	50	34	87	398	59	628
Ei tietoa	2		7	17	88	114
Yhteensä	3 641	1 202	2 816	6 152	1 329	15 140

Päätieverkostolla sijaitsevien siltojen liikenteellinen merkitys on kaikista suurin. Suomen päätieverkoston muodostavat valtatiet sekä näitä täydentävät kantatiet [19]. Taulukon 2.2 mukaan valta- ja kantateillä sijaitsevia siltoja oli vuonna 2016 vajaa kolmasosa kaikista silloista. 61 % päätieverkostolla sijaitsevista silloista on mitoitettu vähintään suunnittelu-kuormalla Lk1, Ek1. Taulukon 2.1 perusteella voidaan siis olettaa näiden siltojen kuuluvan pääasiassa kantavuusluokkiin 6 ja 7.

Ehdottomasti suurin osa, jopa kaksi kolmasosaa maantiekilometreistä kuuluu toiminnalliselta luokaltaan yhdysteihin. Yhdysteihin katsotaan lukeutuvan haja-asutusalueiden sekä paikallis- ja kyläkeskusten liikenneyhteydet. [19] Taulukon 2.2 perusteella yli 40 % maantiesilloista sijaitsee juuri yhdysteillä. Näiden siltojen liikenteellinen merkitys on pienempi kuin muiden siltojen. Myös seututeiden ja niillä sijaitsevien siltojen tärkeys tieverkolla on pienempi kuin päätieverkkoon kuuluvien teiden ja niillä sijaitsevien siltojen. Seututeitä on kaikista maantiekilometreistä vajaa viidennes [19]. Yhdessä yhdysteiden kanssa ne siis muodostavat yli 80 % kaikista maanteistä. Vajaa 60 % maantiesilloista sijaitsee juuri seutu- ja yhdysteillä.

Taulukosta 2.2 voidaan katsoa kantavuusluokkiin 1-3 kuuluvista, eli korkeintaan suunnittelukuormalla AkII+Ek2 suunnitelluista silloista lähes 90 % sijaitsevan seutu- ja yhdysteillä. Päätieverkolla sijaitsevien siltojen asema osana liikenneverkkoa on merkittävämpi kuin seutu- ja yhdysteillä sijaitsevien siltojen. Alimpien kantavuusluokkien siltoja onkin pyritty uusimaan välittömästi ainakin päätieverkolla [2].

2.1.2 Rakentamisajankohdittain

Taulukossa 2.3 on esitetty Liikenneviraston hallinnassa olevien tiesiltojen ikäjakauma pää-rakennusmateriaaleittain. Sillan rakennusmateriaali yhdessä sen siltatyyppin kanssa vaikuttavat olennaisesti mm. kuormien poikittaiseen jakautumiseen sillalla. Taulukosta havaitaan yli kolmanneksen kaikista Suomen tiesilloista olevan rakennettu 1960- ja 1970-luvuilla. Lähes kaksi kolmasosaa näistä silloista on teräsbetonisilloja. Kaikista Suomen tiesilloista yli puolet on päärakennusmateriaaliltaan teräsbetonia. Teräsbetonisiltojen jälkeen yleisimpiä ovat teräksiset putkisillat, joiden osuus kaikista tiesilloista on reilu viidennes. Muutamaa poikkeusta lukuun ottamatta kaikki putkisillat on rakennettu vuoden 1960 jälkeen.

Taulukko 2.3. Tiesiltojen ikäjakauma päärakennusmateriaaleittain 1.1.2016. [4]

Valmistumisvuosi	Varsinainen silta						Putkisilta		Sillat yhteensä
	Teräsbetoni	Jännitetty betoni	Teräs	Puu	Kivi	Ei tiedossa	Teräs	Muu	
Ei tiedossa	9	1	3	1		11			25
-1899	3		5	2	27		1		38
1900-1904	1		1	1	23				26
1905-1909	2		5	1	24				32
1910-1914	1		5		10				16
1915-1919	2				10				12
1920-1924	10		3	1	4				18
1925-1929	43	5	8	1	9				66
1930-1934	137	7	31	5	24				204
1935-1939	234	7	33	4	35				313
1940-1944	17		4		2				23
1945-1949	51	2	17		4				74
1950-1954	342	3	21	3	2		1		372
1955-1959	796	7	49	6			3		861
1960-1964	840	15	42	17			148		1 062
1965-1969	854	52	67	48	2		267		1 290
1970-1974	899	38	67	141	3		258	1	1 407
1975-1979	893	113	65	135			338	6	1 550
1980-1984	699	130	93	84	2		282	4	1 294
1985-1989	692	136	75	35			285		1 223
1990-1994	860	235	119	43			395		1 652
1995-1999	583	163	64	32	1		268		1 111
2000-2004	347	130	37	28	1		286	1	830
2005-2009	306	161	39	28			390		924
2010-2014	307	112	35	20		2	291		767
2015-2019	43	26	3				40		112
Yhteensä	8 971	1 343	891	636	183	13	3 253	12	15 302

Taulukossa 2.4 on esitetty tiesiltojen kantavuusluokat listattuna niiden valmistusvuoden mukaan.

Taulukko 2.4. Tiesiltojen kantavuusluokat valmistumisvuoden mukaan 1.1.2016. [4]

Valmistumisvuosi	Kantavuusluokka													Silloja yht.
	1a	1b	2	3a	3b	3c	4	5	6a	6b	7a	7b	Määrittelemätön	
-1899	8		1		1	1	4	1	1				21	38
1900-1904	2		1	1			2		1	1			18	26
1905-1909	2		2	1		1	4		1				22	33
1910-1914	2		1	1			1			1			10	16
1915-1919	1					1	1	1		1			7	12
1920-1924	6		1	1		1		1	1	3			4	18
1925-1929	9		6	5	2		10	8	1	6			18	65
1930-1934	13		13	15			71	21	7	24			37	201
1935-1939	24		11	18		3	125	32	10	26			62	311
1940-1944	1		2	2		1	9	2	2	1			3	23
1945-1949	5		3	14		1	11	9	5	7			18	73
1950-1954	12		6	56	5	53	33	133	9	19			38	364
1955-1959	6		7	14	9	29	176	523	12	20			61	857
1960-1964	10		10	7		8	265	637	9	31	1		75	1 053
1965-1969	17		6	6	7	10	262	849	4	31			82	1 274
1970-1974	5	5	2	3	3	3	271	925	12	92	2		70	1 393
1975-1979	2	1	7			10	128	281	210	796			101	1 536
1980-1984		3	10			4	22	47	160	955			81	1 282
1985-1989	4		6		1	1	21	42	85	918			75	1 153
1990-1994	8	1	8	1		15	24	8	56	1 378	2		135	1 636
1995-1999	1		7			10	13	8	33	968			66	1 106
2000-2004	6				1	3	16	6	18	739			40	829
2005-2009	1		1	1			4	3	22	843			51	926
2010-2014	1			2		1	7	2	14	483	209	1	58	778
2015-2019							1	1		6	62	14	28	112
Ei tiedossa	1						1				1		22	25
Yhteensä	147	10	111	148	29	156	1 482	3 540	673	7 349	277	15	1 203	15 140

Taulukosta 2.4 havaitaan, että lähes kaksi kolmasosaa kantavuusluokkiin 1-3 kuuluvista tiesilloista on rakennettu ennen 1960-lukua. Merkittävän suuret siltamäärät ovat rakentuneet 60- ja 70-luvuilla. Nämä sillat ovat juuri potentiaalisessa korjausssä. Potentiaalisella korjausällä tarkoitetaan kokemukseen perustuvaa tietoa siitä, että sillan ensimmäinen peruskorjaus on yleensä ajankohtainen sillan ollessa 40 – 50 vuotta vanha, ja toinen peruskorjaus sen ollessa 80 – 90 vuotta vanha. [2] 80- ja 90-luvuilla on rakennettu yli kolmasosa kaikista tiesilloista, joten korjattavien siltojen määrässä ei ole odotettavissa laskua vielä vuosiin. Noin kolme neljäsosaa kaikista 70-luvun jälkeen rakennetuista silloista kuuluu kantavuusluokkiin 6 ja 7. Taulukon 2.1 mukaan lähes kaikki kantavuusluokkaan 6 kuuluvat sillat on mitoitettu suunnittelukuormalla Lk1, Ek1, joka otettiin käyttöön juuri 70-luvulla. Kappaleen 2.1.1 mukaan kantavuusluokkien 6 ja 7 siltojen kantavuuden katsotaan olevan riittävä nousseista ajoneuvopainoista huolimatta. Sen sijaan 50- ja 60-luvuilla rakennetut suuret siltamäärät kuuluvat kantavuusluokkiin 4 ja 5 ja nousseiden ajoneuvopainojen seurauksena niiden painorajoitusten tarve vaatii selvittelyä.

2.2 Taitorakenteiden korjausvelka

Taitorakenteilla tarkoitetaan kaikkia tie- ja rataverkon sekä vesiväylien rakenteita, joiden rakentaminen edellyttää lujuuslaskelmiin perustuvia suunnitelmia ja joiden vaurioitumisesta voi aiheutua turvallisuusriski sekä merkittäviä korjauskustannuksia [2]. Taitorakenteiden riittävä kunto ja toimivuus mahdollistavat liikenteen toimivuuden ja turvallisuuden. Rakenteiden kohtuullinen kuntotaso puolestaan vaatii suunnitelmallista, oikein kohdennettua ja oikein ajoitettua ylläpitoa. Ylläpitokorjauksilla yksittäisten, vaurioituneiden rakenneosien kunto palautetaan alkuperäiselle tasolleen [2]. Rakenteiden vanhetessa niiden ylläpidon merkitys ja tarve kasvaa. Ylläpitokorjaukset

ovat pienempiä toimenpiteitä kuin peruskorjaukset, joissa puolestaan kaikki rakenteiden vaurioituneet osat korjataan tai uusitaan vastaamaan alkuperäistä kuntotasoaan. Rakenneosien korjaus- ja uusimisvälit perustuvat pääosin kokemuseräiseen tietoon. Puutteelliset lähtötiedot vaikeuttavat osaltaan rahoitustarpeiden arviointia. Tiesiltoista on vuodesta 1990 alkaen pidetty Siltarekisteriä, joka sisältää ajantasaista tietoa siltojen rakenteiden lisäksi niiden vaurioista sekä kunnosta. [2] Helmikuusta 2017 lähtien siltarekisteri on korvattu Taitorakennerekisterillä.

Maamme väyläomaisuuden kunnossapitoa rahoitetaan vuosittain 0,9-1,0 miljardilla eurolla [2]. Rahoitukseen ei kuitenkaan ole tehty inflaation ja kustannusten nousun vaikutuksia kompensoivia korjauksia, joten väylänpidon nettorahoitus on pienentynyt. Varojen riittämättömyyden takia kaikkia taitorakenteiden vaatimia korjaustoimenpiteitä ei ole pystytty tekemään ja korjausten jälkeensä jääneisyydestä on kertynyt korjausvelkaa. Taito-rakenteiden korjaustarve on 1990-luvun jälkeen kasvanut myös, koska 1960- ja 1970-luvuilla rakennetut suuret siltamäärät ovat saavuttaneet ns. potentiaalisen korjausiän. [2]

Vähäisen rahoituksen takia taitorakenteiden ylläpidon haasteena on toimenpiteiden priorisointi. Kohdistamalla käytettävissä olevat varat korjausta eniten tarvitseville taitorakenteille voidaan rahoituksen puitteissa mahdollistaa liikenteen toimivuus ja turvallisuus. Toimenpiteiden priorisointi on ensiarvoisen tärkeää myös taitorakenteiden elinkaarikustannusten hallinnan kannalta. Toimenpiteiden priorisoinnissa tulee huomioida korjattavan väylän liikenteellinen merkitys. Tällöin päätieverkon rakenteiden toimivuus ja kunto ovat tärkeysjärjestyksessä ensimmäisinä. Erityistä huomiota vaatii myös kaikkein huonokuntoisimpien siltojen määrän hallinta. Päätieverkostolla voidaan tavoitella erittäin huonokuntoisten tiesiltojen määrän eliminointia. Joissain tapauksissa myös sillan hallittu loppuun käyttö ja uusiminen voi olla taloudellisesti korjausta parempi vaihtoehto. [2]

Yleisesti siltojen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta [2]. Käyttöikä saattaa kuitenkin olla lyhentynyt monenlaisten tekijöiden seurauksena. Esimerkiksi teräksen väsyminen voi olla ilmiö, jonka seurauksena rakenne murtuu ennen kuin se saavuttaa suunnitellun käyttöikänsä. Suunniteltua käyttöikää lyhentävät tekijät voivat olla määrääviä taitorakenteiden korjausvelan kasvun suhteen. Sillat, joiden todellinen käyttöikä on lyhentynyt suunnitellusta, ovat riski liikenteen toimivuudelle ja turvallisuudelle. Jotta siltojen mahdollisesti lyhentyneeseen käyttöikään ehdittäisiin reagoimaan riittävän ajoissa, tulee sillan jäljellä oleva käyttöikä pystyä luotettavasti arvioimaan. Sillan käyttöiän lyheneminen tulisi erityisesti huomioida suunniteltaessa rakenteen hallittua loppuun käyttöä, mutta myös arvioitaessa sen korjaustarvetta.

2.3 Teräksen väsyminen

Rakenteen tai rakenneosan väsymisellä tarkoitetaan materiaalin vaurioitumista vaihtuvien jännitysten seurauksena [5]. Tällainen vaurioituminen on huomattavasti monimutkaisempi prosessi kuin staattisesta kuormituksesta aiheutuva rakenteen tai rakenneosan vaurioituminen. Staattinen kuormitus johtaa rakenteen murtumiseen, kun tarkastelupisteen murtoraja ylittyy. Väsymismurtuma puolestaan voi syntyä huomattavasti materiaalin nimellislujuutta pienemmillä jännityksen arvoilla. Väsymisteorian mukaan väsymisen kannalta ei niinkään ole merkittävää, mikä on kappaletta rasittavan jännityksen maksimiarvo, vaan se, mikä on jännitysvaihtelun suuruus. Mikäli kuormitussykliä jännitysamplitudi pysyy tietyn rajan alapuolella, voidaan kappaleen katsoa

kestävän äärettömän monta kuormitus sykliä. Tätä jännityksen raja-arvoa kutsutaan materiaalin väsymisrajan alaraja-arvoksi. [5]

Väsymismurron syntyyn vaikuttavat useat eri tekijät kuten kappaleen pinnan laatu sekä mikroskooppiset materiaallivat. Väsymisvaurio saa usein alkunsa mikroskooppisesta materiaali- tai pintaviasta, johon rasituksesta aiheutuu jännityshuippu. Vaihtuvat kuormitus sykliä aiheuttavat näiden mikroskooppisten vikojen yhdistymisen ns. alkusäröksi. Kuormituksen yhä jatkuessa alkusärön reunoille syntyy uusia jännityshuippuja, jotka kasvattavat säröä entisestään. Särön kasvu jatkuu, kunnes se saavuttaa ns. kriittisen pituuden. Tällöin yksi ainoa kuormitus sykli saa särön kasvamaan läpi koko kappaleen ja aiheuttaa sen murtumisen. [5]

2.3.1 Väsymismitoitus eurokoodin mukaan

Standardissa SFS-EN 1991-2 [3] esitellään väsytytkuormakaaviot FLM1...5. Väsytytkuormakaavioiden 1 ja 2 avulla voidaan tarkistaa se, voidaanko rakenteen väsymisikää pitää rajattomana. Väsytytkuormakaavioiden 3, 4 ja 5 avulla puolestaan suoritetaan tarkempi rakenteen väsymisiän arviointi. [3]

Väsytytkuormakaavioihin 1...4 on jo valmiiksi sisällytetty ns. kuormituksen dynaaminen suurennuskerroin, joka on määritetty olettaen tien päällysteen olevan laadultaan hyvä. Standardissa SFS-EN 1991-2 [3] on esitetty dynaamisen suurennuskertoimen valmiit viitearvot, kun tarkasteltava pinta on tasaisuudeltaan hyvä tai keskinkertainen. Mikäli tarkasteltava poikkileikkaus sijaitsee liikuntasauman läheisyydessä, otetaan väsytytkuormakaavioissa huomioon myös erillinen lisäsäyskerroin. Lisäsäyskertoiimen laskentaan ohjeistetaan myös standardissa SFS-EN 1991-2 [3].

Teräsbetonirakenteiden väsytysmitoitus

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 [12] käsitellään yleisesti betoniterästen väsymistä. Standardissa SFS-EN 1992-2 [9] käsitellään tarkemmin betonisilttojen väsymismitoitusta koskevia erityismääräyksiä. Näiden standardien mukaan rakenteen tai rakenneosan väsymiskestävyys tulee osoittaa, mikäli siihen kohdistuu säännöllisiä kuormitusjaksoja. Standardissa SFS-EN 1992-2 [9] esitetään tarkastelu myös betonin väsymiskestävyden osoittamiseksi. Tässä tutkimuksessa betonin väsymistä ei kuitenkaan käsitellä.

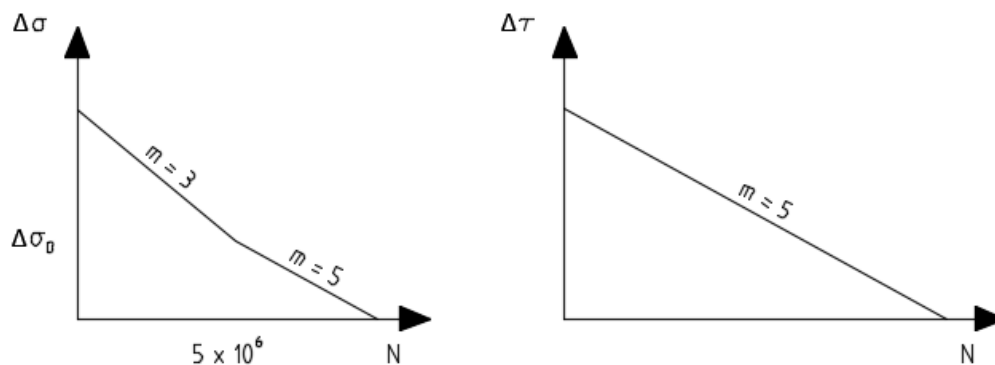
Betoniteräksen väsymistarkasteluun esitetään standardeissa kaksi erillistä mallia. Ensimmäisessä yksittäisen jännitysvaihteluvälin aiheuttama väsymisvaurio määritellään hyödyntämällä asianomaista S-N-käyrää. Useiden muuttuva-amplitudisten jännitysvaihteluvälien aiheuttama väsymisvaurion kertymä voidaan laskea käyttäen Palmgren-Minerin sääntöä. [12] Toisessa mallissa väsymistarkastelu suoritetaan käyttäen kumulatiivisen vaurion suhteen ekvivalenttia vakioamplitudista jännitysvaihteluväliä. Tämä menetelmä on mahdollinen tunnettuja kuormia sisältävissä vakiotapauksissa. Betoniterästen väsymisastetta arvioidaan tässä väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvien jännitysvaihteluvälien avulla. Aiheutuvat jännitysvaihteluvälit kerrotaan siltapaikan olosuhteet huomioivalla ekvivalentilla vauriokertoimella. [9]

Betoniteräksen väsymistarkastelussa väsyttävät kuormat kerrotaan väsytytkuormien osavarmuusluvulla. Standardissa SFS-EN 1992-1-1 [12] esitetään väsytytkuormien osavarmuusluvulle suositusarvo 1,0. Standardissa on annettu myös väsytytkuormitetun betoniteräksen osavarmuusluku 1,15. Tällä osavarmuusluvulla jaetaan kuormituksen aiheuttamaa jännitysvaihteluväliä vastaava väsymiskestävyden arvo. [12]

Rakenneteräksen väsymyksen mitoitus

Teräsrakenteiden väsymisen yleisperiaatteet esitetään standardissa SFS-EN 1993-1-9 [6]. Teräsrakenteiden siltojen väsymismitoitusta koskevat erityismääräykset puolestaan on esitetty standardissa SFS-EN 1993-2 [11]. Väsymiskestävyyttä arvioidaan vertaamalla väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvaa jännitysvaihteluväliä rakenteen väsymislujuutta vastaavaan jännitysvaihteluväliin. Vakioamplitudisille, nimellisille jännitysvaihteluväleille väsymislujuus määritellään standardin SFS-EN 1993-1-9 [6] mukaisesti.

Tässä tutkimuksessa teräksen S-N-käyrille on käytetty yksinkertaisempaa (varmalla puolella olevaa) muotoa, jossa alemmaa väsymisrajaa ei ole huomioitu. Normaalijännityksen S-N-käyrät ovat siis kaksikaltevuukaisia ja leikkausjännitysten S-N-käyrät kaltevia vain yhdellä kulmakertoimella kuvan 2.1 mukaisesti. Tällöin kaikki simuloinnista aiheutuvat rasitusvaihtelut otetaan huomioon ekvivalentin rasituksen määrittämisessä. Tämän valinnan vaikutusta ekvivalenttiarvoon on tarkasteltu kappaleessa 5.4.



Kuva 2.1. Yksinkertaistetut rakenneteräksen S-N-käyrät. Vasemmanpuoleinen käyrä on normaalijännitysten vaihteluväleille ja oikeanpuoleinen leikkausjännitysten vaihteluväleille.

Rakenneteräksen väsymistarkastelussa väsytyskuormien osavarmuusluvaksi annetaan standardissa SFS-EN 1993-2 [11] suositusarvo 1,0. Väsymiskestävyyden osavarmuusluville on puolestaan taulukoitu arvoja standardiin SFS-EN 1993-1-9 [6].

2.4 FLM3-kaavion käyttö teräs- ja teräsbetoni-rakenteiden väsymistarkastelussa

Väsytyskuormakaavio FLM3 koostuu neljästä akselist, joiden jokaisen paino on 120 kN. Lisäksi hankekohtaisesti voidaan määrätä toisenkin ajoneuvon käytöstä, mikäli kahden samalla kaistalla kulkevan ajoneuvon todetaan aiheuttavan suuremman vaikutuksen. Toista ajoneuvoa kuvaava kaavio on mitoiltaan samanlainen kuin ensimmäisenkin kaavio, mutta siinä jokaisen akselin paino on 36 kN. [3] Tässä tutkimuksessa oletetaan kuormakaavioiden välin olevan 40 m ja ajoneuvojen kulkevan aina samalla kaistalla.

Väsytyskuormakaavion FLM3 avulla suoritettussa väsymistarkastelussa tulee kuormakaavion avulla saatavat jännitysten maksimi- ja minimiarvot kertoa ekvivalentilla vauriokerroimella λ . [3] Vauriokerroin määritellään erikseen betoni- ja rakenneteräkselle.

2.4.1 Ekvivalentti vauriokerroin rakenneteräkselle

Väsytyskuormakaavioon FLM3 liittyvä ekvivalentti vauriokerroin λ määritellään rakenneteräkselle seuraavasti [11]:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4, \text{ mutta } \lambda \leq \lambda_{\max} \quad (2.1)$$

jossa λ_1 on liikenteen aiheuttama vauriovaikutuskerroin

λ_2 on liikenteen määrän huomioiva kerroin

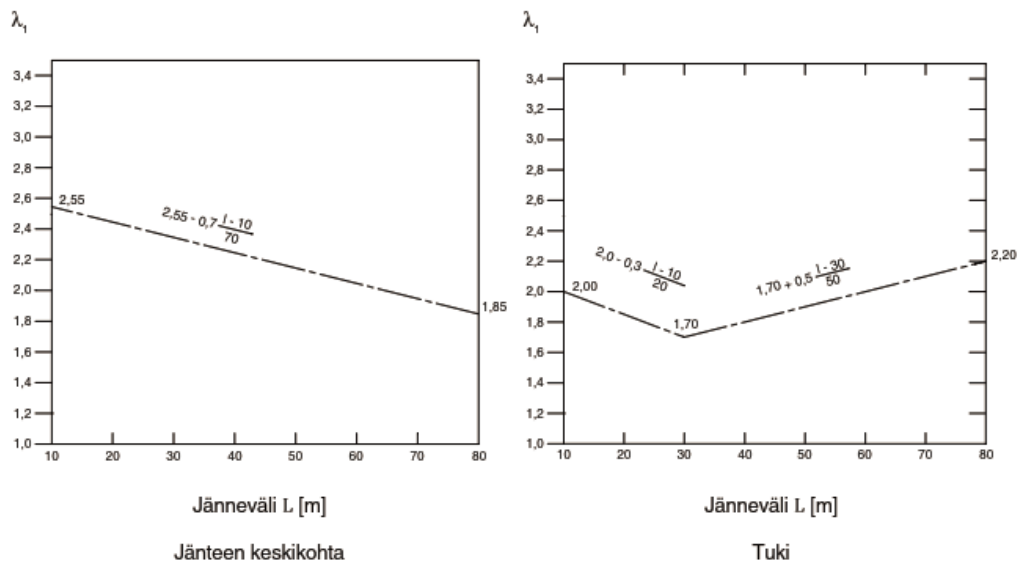
λ_3 on sillan suunnitellun käyttöiän huomioiva kerroin

λ_4 on muilla kaistoilla olevan liikenteen huomioiva kerroin

λ_{\max} on vauriokertoimen suurin arvo

Tässä työssä käytetyt ekvivalentit vauriokertoimet määriteltiin käyttäen tiettyjä valintoja tarkasteltavan kohteen jännemitan, liikennemäärän, liikenteen tyyppin, suunnitellun käyttöiän sekä muilla kaistoilla olevan liikenteen suhteen.

Kerroin λ_1 riippuu kriittisen vaikutusviivan pituudesta sekä tarkasteltavasta jännevälillä. Vaikutusviivan pituuden määrittäminen ohjeistetaan standardissa EN 1993-2. Kertoimelle λ_1 määritellään arvot erikseen aukossa ja tuella, kuva 2.2.



Kuva 2.2. Kerroin λ_1 tieliikenteen silloilla [11].

Kertoimelle λ_2 on Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI4 taulukoitu valmiiksi arvoja liikenteen luokan ja liikenteen tyyppin perusteella, taulukko 2.5. Tässä tutkimuksessa liikenteen luokkana on pidetty keskipitkää liikennettä.

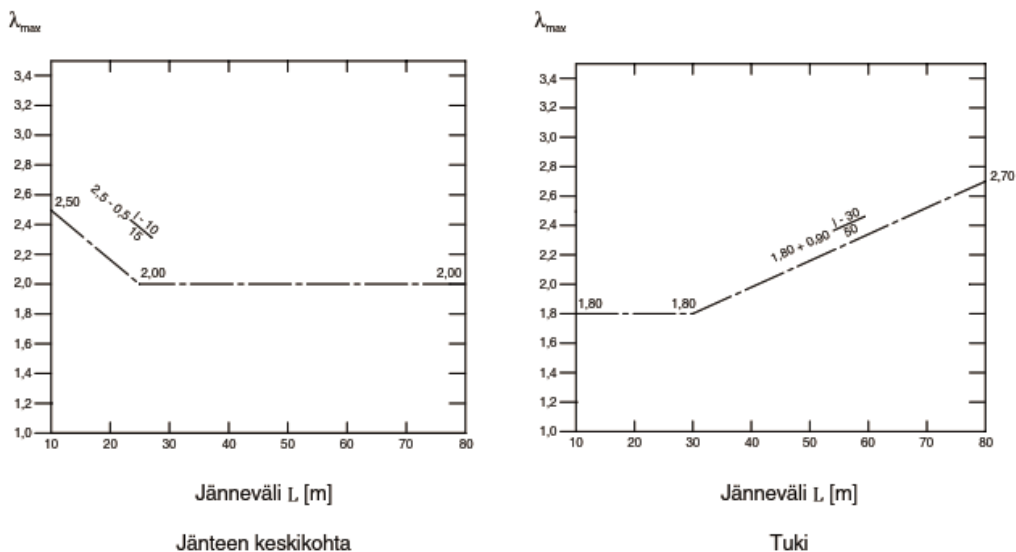
Taulukko 2.5. Liikennemääriin pohjautuvat λ_2 :n arvot Suomessa rakenneteräkselle [10].

λ_2 ($\lambda_{2,v}$)	Liikenteen tyyppi (taulukko 6.24)		
Liikenteen luokat (taulukko 6.22)	Kaukoliikenne	Keskipitkä liikenne	Paikallisliikenne
1	1,22 (1,13)	1,12 (1,07)	0,87 (0,89)
2	0,93 (0,95)	0,85 (0,90)	0,66 (0,75)
3	0,70 (0,80)	0,64 (0,75)	0,50 (0,63)
4	0,59 (0,72)	0,54 (0,67)	0,42 (0,56)

Taulukon 2.5 perusteella keskipitkässä liikenteessä kerroin λ_2 on 9 % pienempi kuin kaukoliikenteessä. Paikallisiikenteessä kerroin on puolestaan 22 % pienempi kuin keskipitkässä liikenteessä.

Myös rakenteen suunnitellun käyttöiän huomioivalle kertoimelle λ_3 löytyy Eurokoodin soveltamisohjeesta NCCI4 valmiita taulukkoarvoja. [10] Ellei hankekohtaisesti toisin määrätä, voidaan kertoimen λ_4 arvona käyttää 1,0 [10].

Vauriokertoimen maksimiarvo λ_{\max} määritellään kriittisen vaikutusviivan ja tarkasteltavan jännevälin perusteella kuvan 2.3 mukaisesti [11].



Kuva 2.3. Vauriokertoimen maksimiarvo λ_{\max} jänteen keskellä ja tuella. [11]

2.4.2 Ekvivalentti vauriokerroin betoniteräkselle

Väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat jännitysvaihteluita tulee suurentaa seuraavilla kertoimilla, mikäli tarkastellaan betoniterästen väsymistä [9]:

- kertoimella 1,75, mikäli tarkastelu kohdistuu jatkuvien siltojen välitukien alueille
- kertoimella 1,40, mikäli tarkastelu kohdistuu siltojen muille alueille

Betoniteräkselle ekvivalentti vauriokerroin määritellään standardin EN 1992-2 mukaisesti seuraavasti:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} * \lambda_{s,1} * \lambda_{s,2} * \lambda_{s,3} * \lambda_{s,4}, \quad (2.2)$$

jossa $\lambda_{s,1}$ on rakenneosan tyypin (esim. jatkuva palkki) ja liikenteen vaurioittavan vaikutuksen huomioiva kerroin, jonka arvo riippuu myös rasituksen sijainnista ja terästyyppistä (kuvat 2.4a ja 2.4b)

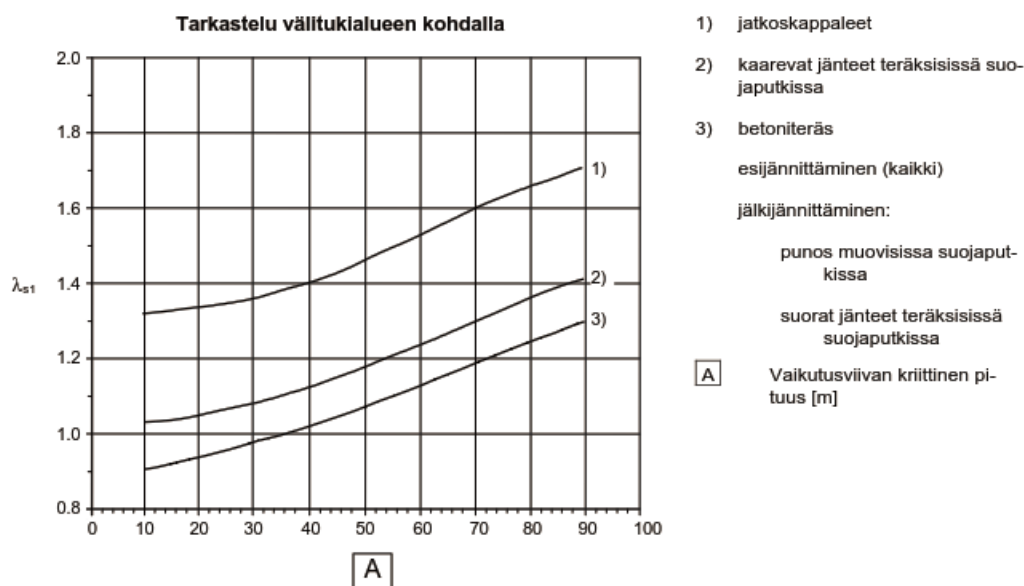
$\lambda_{s,2}$ on liikennemäärän huomioiva kerroin

$\lambda_{s,3}$ on sillan suunnitellun käyttöiän huomioiva kerroin

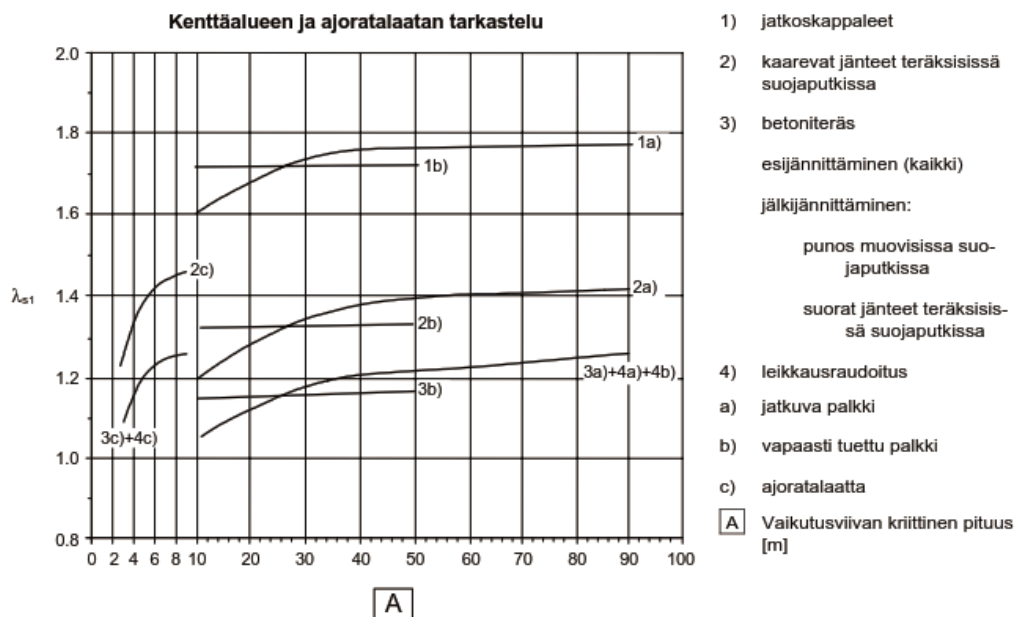
$\lambda_{s,4}$ on muilla kaistoilla olevan liikenteen huomioiva kerroin

φ_{fat} on vaurion suhteen ekvivalentti sysäyskerroin, joka saa tässä arvon 1,0, sillä ajoneuvojen dynaaminen vaikutus on huomioitu suoraan simulointiohjelmassa

Kertoimella $\lambda_{s,1}$ huomioidaan tarkasteltavan rakenneosan tyyppi ja liikenteen vaurioitava vaikutus. Kertoimen arvo riippuu tarkasteltavan terästyypin S-N -käyrän muodosta ja siksi se on määritetty erikseen jatkoskappaleille, kaareville jänteille teräksissä suojaputkissa, betoniteräksille sekä leikkausraudoitukselle. Standardissa SFS EN 1992-2 [9] esitetään erilliset kuvaajat kertoimen määrittelyyn välituen sekä kenttäalueen tarkastelussa, kuvat 2.4a ja 2.4b. Vastaava kerroin rakenneteräkselle määritellään myös erikseen tukialueella ja aukossa, mutta sen suuruus riippuu ainoastaan kriittisen vaikutusviivan tai – pinnan pituudesta, sillä rakenneteräksellä väsymiskäyrän muoto pysyy aina vakiona.



Kuva 2.4a. Kertoimen $\lambda_{s,1}$ arvo välituen alueella [9].



Kuva 2.4b. Kertoimen $\lambda_{s,1}$ arvo kenttäalueella [9].

Kuvien 2.4a ja 2.4b mukaisista kertoimen $\lambda_{s,1}$ käyrissä on huomattavaa se, että ne eivät koskaan ole laskevia, toisin kuin rakenneteräksen vastaavan kertoimen määrittämisessä käytetyt käyrät. Tämä tarkoittaa, että betoniteräksen tapauksessa jännemitan kasvaessa väsytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvia rasituksia on syytä korottaa ekvivalentin vauriokertoimen avulla, jotta kuormakaaviolla tapahtuva väsytsmitoitus olisi luotettava. Tässä työssä tarkasteltiin ainoastaan suoria ja taivutettuja betoniterästenkoja jatkuvassa palkissa. Toisin kuin rakenneteräksellä, betoniteräksen kohdalla käyrien kulmakertoimet muuttuvat jatkuvasti jännemitan kasvaessa. Välituen alueella suorien betoniterästen kertoimen $\lambda_{s,1}$ käyrä on melko lineaarinen, mutta kentässä käyrän kulmakerroin selkeästi pienenee noin jännemitan 35 m kohdalla.

Kertoimelle $\lambda_{s,2}$ määritellään arvo seuraavasti [9]:

$$\lambda_{s,2} = Q * \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs}}{2,0}} \quad (2.3)$$

jossa N_{obs} on standardin EN 1991-2 taulukon 2.6 mukainen kuorma-autojen vuosittainen lukumäärä

k_2 on asianomaisen S-N -käyrän kaltevuus

Q on liikenteen tyyppin mukaan valittu taulukkoarvo

Myös betoniteräksen kohdalla liikenteen tyyppinä on pidetty tässä tutkimuksessa keskipitkää liikennettä. Kuten rakenneteräksen kohdalla, tarkastellaan myös sitä, miten liikenteen tyyppin muuttuminen vaikuttaa kertoimen $\lambda_{s,2}$ arvoon. Seuraavaan taulukkoon on koottu kertoimen $\lambda_{s,2}$ arvot raskaan liikenteen määrien ollessa liikenneluokkien 1 ja 2 mukaiset.

Taulukko 2.6. Betoniteräksen kertoimen $\lambda_{s,2}$ muuttuminen liikenteen tyyppin muuttuessa. Kertoimet ilmoitettu molemmissa liikenneluokissa.

	Kaukoliikenne	Keskipitkä liikenne	Paikallisliikenne
LL1	0,86	0,81	0,72
LL2	0,75	0,70	0,63

Taulukon 2.6 arvoista todetaan, että keskipitkässä liikenteessä kerroin $\lambda_{s,2}$ on 5-7 % pienempi kuin kaukoliikenteessä. Paikallisliikenteessä kertoimen arvot ovat puolestaan 10-11 % pienemmät kuin keskipitkässä liikenteessä. Betoniteräksen kertoimen $\lambda_{s,2}$ arvot pienenevät vähemmän kuin vastaavat kertoimet pienenevät rakenneteräksen kohdalla liikenteen tyyppin muuttuessa kaukoliikenteestä keskipitkäksi ja tästä edelleen paikallisliikenteeksi.

Kertoimella $\lambda_{s,3}$ otetaan huomioon suunnitellun käyttöiän vaikutus, ja se saadaan seuraavasti [9]:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{years}}{100}} \quad (2.4)$$

jossa N_{years} on sillan suunniteltu käyttöikä

Standardin EN 1992-2 mukaan vierekkäisten kaistojen vaikutus huomioidaan kertoimella $\lambda_{s,4}$, joka määritellään yhtälöstä [9]:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \quad (2.5)$$

jossa $N_{obs,i}$ on kaistalla i ennusteen mukaan vuosittain liikennöivien kuorma-autojen määrä miljoonina

$N_{obs,1}$ on vuosittainen ryömintäkaistalla kulkevien kuorma-autojen määrä miljoonina

Tässä tutkimuksessa käytetään kertoimelle $\lambda_{s,4}$ arvoa 1,0.

3 Laskennan kulku

Tutkimukseen valituista, todellisista siltakohteista luotiin rakennemallit Lusas Model-ler -ohjelmalla. Ohjelmassa sillat jaettiin tasajaolla influenssipisteisiin, joiden yli ajettiin määrätyn painoinen akseli ja määriteltiin näin rasitus- ja kaistakohtaiset influenssiiviat. Simulointiohjelmassa näitä influenssiivoja hyödynnettiin yksittäisten telien aiheuttamien rasitusten määrittämisessä. Influenssiarvot kussakin pisteessä esitettiin siinä muodossa, että yksittäisen akselin aiheuttama rasitus saatiin kertomalla influenssi akselipainolla (kaava 3.1). Summaamalla akselipainoilla kerrotut influenssiiviojen arvot saatiin kaikkien sillalla vaikuttavien akseleiden kokonaisvaikutus.

$$R_{inf} = inf * Q_{ik} \quad (3.1)$$

jossa R_{inf} on yksittäisen akselin aiheuttama rasitus tarkastelupisteessä

inf on influenssiarvo

Q_{ik} on akselikuorma

Siltakohtaiset influenssiiviat on esitetty liitteissä 1-3. Influenssiiviojen kuvaajissa on esitetty influenssiiviat sekä simulointi- että suunnittelukaistoilta, vaikka liikenteen simuloinnissa hyödynnettiin ainoastaan simulointikaistojen influenssiivoja.

Simuloidusta liikenteestä aiheutuvien rasitusvaihteluiden lisäksi määriteltiin suunnittelukuormakaaviosta LM1 sekä väsytytkuormakaavioista FLM1 ja FLM3 silloille aiheutuvat suurimmat mahdolliset rasitusvaihtelut. Sekä staattisissa laskelmissa että simuloinnissa huomioitiin vain ajoneuvojen ja kuorma-kaavioiden pystykuormat. Muita ulkoisia kuormia tai rakenteiden omia painoja ei huomioitu. Laskennassa siltojen reunapalkkien jäykkyys jätettiin huomioimatta.

3.1 Kaistojen sijoittuminen

Sekä suunnittelu- että simulointikuormat sijoitettiin silloille 3,0 metriä leveille kuormakaistoille. Kaikki tässä tutkimuksessa tarkasteltavat sillat olivat kaksikaistaisia. Suunnittelukuormakaistat sijoitettiin silloille Eurokoodin ohjeistuksen mukaisesti mahdollisimman reunaan, jolloin aiheutuu kaikkein epäedullisin mitoitusilanne [3]. Simulointikaistat puolestaan asetettiin silloille ajokaistoittain niihin kohtiin, joissa todellisen liikenteen ajateltiin kulkevan. Suunnittelukuormakaistoja kuvattiin tässä työssä merkinnöillä kaista 1s ja kaista 2s. Simulointikaistoja kuvattiin merkinnöillä kaista 1t ja kaista 2t. Kaistojen sijoittuminen kullekin tarkasteltavalle sillalle on esitetty kappaleessa 4.

3.2 Liikenneluokat

Simulointia ja staattisia laskelmia varten määriteltiin kaksi liikenneluokkaa, joilla on erilaiset raskaan liikenteen vuosittaiset, kaistakohtaiset liikennemäärät sekä ajoneuvojen kohtaamistodennäköisyydet. Liikenneluokkaan 1 kuuluvalla, kaksikaistaisella sillalla kaistakohtainen raskaiden ajoneuvojen määrä on 500 000 yksikköä vuodessa. Kyseiseen luokkaan kuuluvia teitä ovat suurten kaupunkien läheisyydessä olevat vilkkaat tiet. Suomessa liikenneluokkaan 1 kuuluvia teitä löytyy ainoastaan maan suurimpien kaupunkien läheisyydestä. Liikenneluokassa 2 vastaava raskaiden ajoneuvojen määrä on 150 000. Suomen mittapuussa myös liikenneluokan 2 mukainen liikennemäärä on varsin suuri. Liikenneluokkaan 2 kuuluvia teitä ovat Suomen tieverkon päätiet, eli valtatiet. Ajoneuvomääriltään tarkastellut liikenneluokat vastaavat likimäärin Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI1 Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet taulukon B4 liikenneluokkia 2 ja 3 (taulukko 3.1) [7]. Liikenneluokat valittiin tutkimukseen sillä perusteella, että niiden mukaisia raskaan liikenteen määriä on käytetty tutkimuksissa aiemminkin [1]. Lisäksi joka neljäs Suomen silloista sijaitsee liikenneluokkaan 1 tai 2 kuuluvalla tieosuudella [4]

Taulukko 3.1. Raskaiden ajoneuvojen lukumäärät eri liikenneluokissa [7]

Liikenteen luokat (suluissa on esitetty kriteerit liikenteen luokan valinnalle: raskaiden ajoneuvojen määrä/vrk/suunta sillan käyttöiän alussa)		N _{obs} vuotta ja hitaan liikenteen kaistaa kohti (Laskennassa käytetty raskaiden ajoneuvojen määrä/vuosi/suunta)
1	Moottori-, moottoriliikenne- ja muut tiet, joilla suuntaa kohti on vähintään 2 kaistaa, ja joilla kuorma-autoista muodostuva liikennemäärä on suuri (> 1200 raskasta ajoneuvoa/vrk/suunta)	$2,0 \times 10^6$
2	Moottori-, moottoriliikenne- ja muut tiet, joilla kuorma-autoista muodostuva liikennemäärä on keskimääräinen (200...1200 raskasta ajoneuvoa/vrk/suunta)	$0,5 \times 10^6$
3	Päätiet, joilla kuorma-autojen liikennemäärä on vähäinen (50...200 raskasta ajoneuvoa/vrk/suunta)	$0,125 \times 10^6$
4	Paikallistiet, joilla kuorma-autojen liikennemäärä on vähäinen (< 50 raskasta ajoneuvoa/vrk/suunta)	$0,05 \times 10^6$

Ajoneuvojen kohtaaminen on tässä tutkimuksessa määritelty tapahtumaksi, jossa vastakkaisten kaistojen ajoneuvojonojen ensimmäisten ajoneuvojen välinen etäisyys on korkeintaan 300 metriä. Eurokoodin taustadokumentin Siltojen suunnittelussa käytetyt kuormat ja osavarmuusluvut perusteella on ajoneuvojonojen kohtaamiselle saatu liikenneluokissa 1 ja 2 taulukon 3.2 mukaiset todennäköisyydet. Liikenneluokassa 1 kaistakohtainen liikennemäärä on suurempi kuin liikenneluokassa 2, jolloin myös kohtaamistoden-näköisyys on suurempi. [1]

Taulukko 3.2. Ajoneuvojonojen kohtaamistodennäköisyydet simulointiohjelmassa.

Jonojen kohtaamistodennäköisyys	
Liikenneluokka 1	70 %
Liikenneluokka 2	15 %

3.2.1 Liikennemäärän ja kohtaamistodennäköisyyden muutoksen vaikutus ekvivalenttiin jännitysvaihteluun

Seuraaviin taulukoihin on koottu simuloinnista aiheutuvien ekvivalenttien jännitysvaihteluiden arvoja, jotka on laskettu muuntelemalla liikenneluokkien 1 ja 2 ajoneuvomääriä ja kohtaamistodennäköisyyksiä. Tarkastelussa on käytetty kaksiaukkoista, jänneväliältään 50 m pitkää teoreettista liittopalkkisiltaa, jonka suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta. Sillalla on kaksi teräksistä pääpalkkia, kuten Melttusen ja Liisanniemen silloilla. Kuormakaistojen oletetaan sijaitsevan sillan poikkileikkauksessa siten, että kaikki kuorma molemmilta kaistoilta siirtyy ainoastaan toiselle sillan pääpalkeista.

Taulukon 3.3 ensimmäisen rivin lähtötiedot vastaavat liikenneluokan 1 tietoja. Toisella rivillä ajoneuvojen kohtaamistodennäköisyys pysyy liikenneluokan 1 mukaisena, mutta raskaiden ajoneuvojen määrä on liikenneluokan 2 mukainen.

Taulukko 3.3. Ekvivalenttien rasitusvaihteluiden arvot laskettuina eri liikennemäärillä.

	ΔM_{vt} [MNm]	$\Delta M_{kenttä}$ [MNm]	ΔQ_{mt} [MN]	ΔQ_{vt} [MN]	ΔN_{vt} [MN]
500 000 ajoneuvoa vuodessa, kohtaamistodennäköisyys 0,7	5,23	10,64	1,03	1,03	1,05
150 000 ajoneuvoa vuodessa, kohtaamistodennäköisyys 0,7	4,19	8,75	0,70	0,83	0,88
Pienemmän liikennemäärän aiheuttaman rasitusvaihtelun osuus suuremman liikenne- määrän aiheuttamasta rasitus- vaihtelusta	0,80	0,82	0,68	0,81	0,84

Taulukon 3.4 ensimmäisen rivin lähtötiedot vastaavat jälleen liikenneluokan 1 tietoja. Toisella rivillä raskaiden ajoneuvojen määrä pysyy liikenneluokan 1 mukaisena, mutta ajoneuvojen kohtaamistodennäköisyys on liikenneluokan 2 mukainen.

Taulukko 3.4. Ekvivalenttien rasitusvaihteluiden arvot laskettuina eri kohtaamistodennäköisyyksillä.

	ΔM_{vt} [MNm]	$\Delta M_{kenttä}$ [MNm]	ΔQ_{mt} [MN]	ΔQ_{vt} [MN]	ΔN_{vt} [MN]
500 000 ajoneuvoa vuodessa, kohtaamistodennäköisyys 0,7	5,23	10,64	1,03	1,03	1,05
500 000 ajoneuvoa vuodessa, kohtaamistodennäköisyys 0,15	4,66	8,94	1,33	0,91	0,87
Pienemmän kohtaamistodennäköisyyden aiheuttaman rasitusvaihtelun osuus suuremman kohtaamistodennäköisyyden aiheuttamasta rasitusvaihtelusta	0,98	0,84	1,29	0,88	0,83

Taulukoiden 3.3 ja 3.4 perusteella kenttä- ja tukimomenttien sekä välituen leikkausvoiman kohdalla liikennemäärän muutoksella on suurempi vaikutus ekvivalentin rasitusvaihtelun suuruuteen kuin ajoneuvojen kohtaamistodennäköisyyden muutoksella. Välituen ekvivalentti tukireaktio muuttuu lähes yhtä paljon sekä liikennemäärää että kohtaamistodennäköisyyttä pienennettäessä. Maatuen ekvivalentti leikkausjännitys puolestaan pienenee noin 32 %, kun liikennemäärää vähennetään 500 000:sta 150 000:een. Ajoneuvojen kohtaamistodennäköisyyden pienentyessä maatuen ekvivalentti leikkausjännitys puolestaan kasvaa noin 30 %.

Maatuen leikkausvoiman influenssiviiva on kuvan 3.2 mukainen.



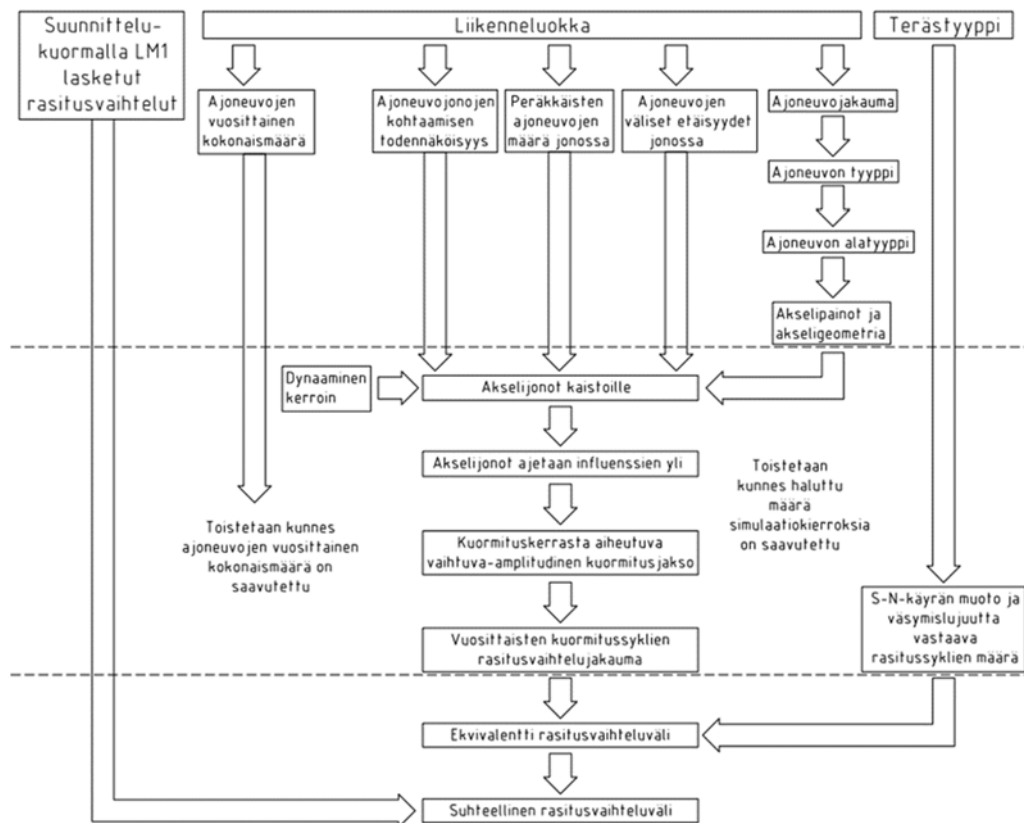
Kuva 3.2. Maatuen leikkausvoiman influenssiviiva.

Kun ajoneuvojen kohtaamistodennäköisyys on suuri, on todennäköisempää, että sillan ensimmäisellä jänneväylillä on ajoneuvo samanaikaisesti kuin toisella jänneväylillä. Tällöin vastaantuleva liikenne tasapainottaa ensimmäisellä kaistalla olevan ajoneuvon aiheuttamaa leikkausjännitystä maatuella. Maatuen ekvivalentti leikkausvoima saavuttaa siis useammin suurempia arvoja, kun ajoneuvoja kulkee sillalla vain yksi kerrallaan tai kun kohtaavat ajoneuvot ovat samalla jänneväylillä.

3.3 Liikenteen simulointi

Tässä tutkimuksessa käytettävä simulointiohjelma hyödyntää stokastista simulointia. Stokastisessa simuloinnissa järjestelmän satunnaismuuttujat saavat arvonsa satunnaislukujen perusteella. Tämä tapahtuu määrittelemällä jokaiselle satunnaisluvulle sääntö, jonka perusteella satunnaisluku on muodostettu. [18] Simuloitu liikennevirta muodostettiin ajoneuvoasetuksen mukaisista raskaista ajoneuvoista sekä satunnaisista, valvomattomista erikoiskuljetuksista. Kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1] myös tässä simulointi koostui ajoneuvojen yhdeksästä erilaisesta tyypistä. Jokainen näistä jaoteltiin edelleen viiteen eri alaryhmään, joille määriteltiin erikseen ajoneuvojen kokonaismassat, akselien lukumäärät sekä pituudet.

Kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1] myös tässä tutkimuksessa ekvivalenttista rasitusta sillalla arvioidaan simuloimalla erillisiä liikennetapauksia kahdelle vastakkaissuuntaiselle kuormakäiställe. Jokainen liikennetilanne tarkastellaan erillisenä kuormitustapauksenaan. Raskaat ajoneuvot esiintyvät sillalla satunnaisesti joko yksittäisinä ajoneuvoina tai 2-5 ajoneuvon jonona. Jokainen ajoneuvoista ja ajoneuvojonoista simuloitiin etenemään sillalla lähtötiedoissa määritellyin kuorma-askelein. Kunkin askeleen kohdalla ohjelma määrittelee tarkasteltavaan pisteeseen aiheutuvan rasituksen influenssiarvojen avulla. Ohjelma jatkaa simulointia, kunnes liikenneluokan mukainen vuosittainen ajoneuvomäärä on saavutettu. Tässä tutkimuksessa siltojen suunniteltuna käyttöikä pidettiin 100 vuotta, joten simulaatiokierroksia suoritettiin 100 kpl, jotta simulointi kattoi koko suunnitellun käyttöiän. Vaihtuva-amplitudinen jännitysspektri muunnettiin tässä tutkimuksessa joukoksi yksittäisiä syklejä niin sanotulla vesisäiliömenetelmällä. Ohjelma poimi jokaisesta kuormitustapauksesta tarkasteltavaan pisteeseen aiheutuneiden rasitusten ääriarvot sekä toteutuneiden rasitus syklien lukumäärän. Jännitysvaihteluiden aiheuttamat väsymisvauriot laskettiin Excel-taulukkolaskentaohjelman avulla. Periaatekuva simulointiohjelman toiminnasta on esitetty kuvassa 3.3.



Kuva 3.3. Periaatekuva simulaation kulusta.

3.3.1 Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin määrittäminen

Eri terästyypeille annettiin ohjelman lähtötiedoissa tiedot kyseisen terästyyppin S-N-käyrän muodosta. Tässä tutkimuksessa käytetyt, yksinkertaistetut rakenneteräksen S-N-käyrät on esitetty kappaleessa 2.3.1. Laskennan kannalta merkittävää oli se, missä käyrän pisteessä sen kulmakerroin muuttuu sekä mitkä ovat käyrän kulmakertoimet ennen ja jälkeen tämän pisteen. Rakenneteräkselle on määritelty erilliset käyrät taivutuksen ja leikkauksen tarkasteluun. Koko kuormitushistorian aikana tapahtuneiden rasitusvaihtelujen aiheuttama väsymisvaurio sillalla määriteltiin ekvivalentin rasitusvaihtelun avulla. Standardin EN 1993-1-9 [6] kappaleessa 7.1 (2) esitetään rakenneteräksen vakioamplitudisen jännitysvaihtelun väsymislajuuden laskentaan seuraavat kaavat, joita voidaan hyödyntää ekvivalentin rasituksen laskennassa.

$$\Delta R_{Ekv,1}^m * 2 * 10^6 = \sum (\Delta R_{Ri}^m * N_{Ri}), \text{ kun } \sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6 \quad (3.2)$$

$$\Delta R_{Ekv}^m * 5 * 10^6 = \sum (\Delta R_{Ri}^m * N_{Ri}), \text{ kun } 5 * 10^6 < \sum N_{Ri} \quad (3.3)$$

joissa $\Delta R_{Ekv,1}$ on simuloidun liikenteen aiheuttama ekvivalentti rasitusvaihtelu, kun $\sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6$

ΔR_{Ekv} on simuloidun liikenteen aiheuttama ekvivalentti rasitusvaihtelu, kun

$$5 * 10^6 < \sum N_{Ri}$$

m on S-N-käyrän mukainen jännityksen eksponentti, $m = 3$, kun $\sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6$ ja

$$m = 5, \text{ kun } 5 * 10^6 < \sum N_{Ri}$$

$\sum \Delta R_{Ri}$ on yksittäisten rasitusvaihtelujen kertymä

N_{Ri} on kutakin rasitusvaihtelua ΔR_{Ri} vastaava syklien lukumäärä

Muokkaamalla kaavaa 3.2 saadaan ekvivalentin rasisusvaihtelun ratkaisemiseksi kaava 3.4.

$$\Delta R_{Ekv,1} = \left(\frac{\sum (\Delta R_{Ri}^3 * N_{Ri})}{2 * 10^6} \right)^{1/3}, \text{ kun } \sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6 \quad (3.4)$$

Kun kuormitushistorian aikana syntyneiden rasisussykliä määrä oli $5 * 10^6 < \sum N_{Ri}$, koostui ekvivalentti rasisusvaihtelu kahdesta osasta:

- kaavan 3.4 mukaisesta rasisusvaihtelusta, kun $\sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6$
- rasisusvaihtelusta, kun $5 * 10^6 < \sum N_{Ri}$

Standardin EN 1993-1-9 mukaan rakenneteräksen väsymiskäyrien taitepisteet voidaan ilmoittaa myös kertomalla käyrää vastaavaa väsymisluokkaa seuraavasti:

$$\Delta \sigma_D = 0,737 * \Delta \sigma_C \quad (3.5)$$

$$\Delta \sigma_L = 0,549 * \Delta \sigma_D \quad (3.6)$$

Kun $N_{Ri} = 5 * 10^6$, voidaan siis sijoittaa kaavan 3.3 rasisusvaihteluiden kertymän paikalle kaavan 3.4 mukainen ekvivalentin rasisusvaihtelun arvo ottaen huomioon ekvivalenttien rasisusvaihteluiden $\Delta R_{Ekv,1}$ ja ΔR_{Ekv} keskinäinen suhde kuten edellä kaavoissa 3.5 ja 3.6. Saadaan:

$$\Delta R_{Ekv} = \left(\frac{\sum (0,737 \Delta R_{Ekv,1}^5 * 5 * 10^6)}{5 * 10^6} \right)^{1/5} \quad (3.7)$$

Toisaalta, kun $N_{Ri} > 5 * 10^6$, saadaan ekvivalentti rasisusvaihtelu kaavasta 3.3.

$$\Delta R_{Ekv} = \left(\frac{\sum (\Delta R_{Ri}^5 * N_{Ri})}{5 * 10^6} \right)^{1/5}, \text{ kun } \sum N_{Ri} > 5 * 10^6 \quad (3.8)$$

Simulointiohjelmassa yksi simulaatiokierros kattaa yhden vuoden aikana sillan ylittävän liikennevirran aiheuttamat rasisusvaihtelut. Yhden kierroksen aikana tapahtuneiden rasisusvaihteluiden määrät kerrotaan sadalla, jotta saadaan simuloinnin vaikutukset koko sillan suunnitellun käyttöajan aikana (100 vuotta). Näin ollen yksittäiset rasisusvaihtelut ΔR_{Ri} saavat kaikki mahdolliset arvonsa jo ensimmäisen simulaatiokierroksen aikana ja seuraavien kierrosten aikana ainoastaan kertaantuu kunkin yksittäisen rasisusvaihtelun lukumäärä. Tällöin, kun $N_{Ri} > 5 * 10^6$, voidaan yksittäiset rasisusvaihtelut ilmoittaa kuten kaavassa 3.4 ottaen kuitenkin huomioon ehto 3.5. Saadaan:

$$\Delta R_{Ekv} = \left(\frac{\sum (0,737 \Delta R_{Ri}^5 * N_{Ri})}{5 * 10^6} \right)^{1/5} \quad (3.9)$$

Summaamalla kaavoilla 3.7 ja 3.9 lasketut rasisusvaihteluiden ekvivalenttiarvot syklimäärän $5 * 10^6$ molemmiin puoliin, saadaan rasisusvaihtelun ekvivalenttiarvo, kun $N_{Ri} > 5 * 10^6$:

$$\Delta R_{Ekv} = \left(\frac{(0,737 \Delta R_{Ekv,1})^5 * 5 * 10^6 + \sum (0,737 \Delta R_{Ri}^5 * N_{Ri})}{5 * 10^6} \right)^{1/5} \quad (3.10)$$

Nyt saatu ekvivalenttiarvo kuvaa siis sitä rasitusvaihtelun arvoa, joka 5×10^6 syklillä aiheuttaa rakenteessa saman väsymisvaurion kuin koko simuloinnin aikana tapahtunut rasitusvaihtelu. Teräksen S-N-käyrissä 5×10^6 syklin kohdalla on vakioamplitudinen väsymisraja $\Delta\sigma_D$. Tässä tutkimuksessa ekvivalenttia rasitusvaihtelun arvoa kuitenkin verrataan tarkasteltavien detaljien väsymisluokkiin (väsymiskestävyyksiin) $\Delta\sigma_C$. Muunnetaan siis kaavan 3.10 mukainen yhtälö vielä tarvittavaan muotoon hyödyntäen kaavasta 3.5 johdettua ehtoa $\Delta\sigma_C = 1,357 \times \Delta\sigma_D$.

$$\Delta R_{ekv} = 1,357 * \left(\frac{(0,737\Delta R_{ekv,1})^5 * 5 \cdot 10^6 + \sum (0,737\Delta R_{Ri})^5 * N_{Ri}}{5 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (3.11)$$

Vastaavat laskentakaavat ekvivalentin rasitusvaihtelun laskemiseksi voidaan kirjoittaa myös betoniteräkselle standardissa EN 1992-1-1 esitettyjen betoniteräksen S-N-käyrien perusteella [12]. Kun $\sum N_{Ri} \leq N^*$:

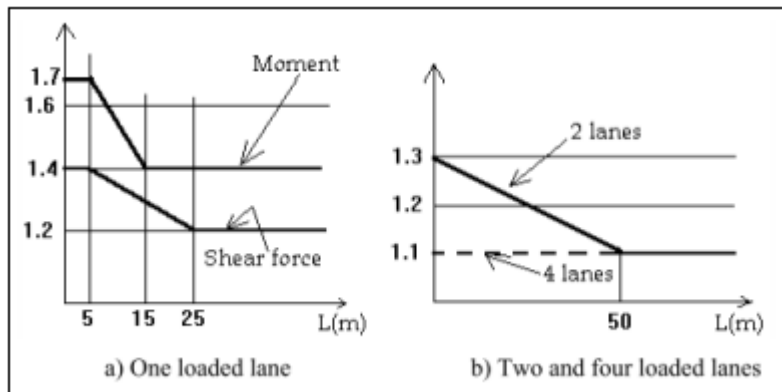
$$\Delta R_{Ekv,1} = \left(\frac{\sum (\Delta R_{Ri})^{k1} * N_{Ri}}{N^*} \right)^{1/k1} \quad (3.12)$$

jossa N^* on ekvivalenttia rasitusta vastaavien rasitus syklien lukumäärä, joka on rakenteen väsymislujuutta vastaava syklimäärä
Rasitus syklien lukumäärän ollessa $N^* \leq \sum N_{Ri}$ saadaan ekvivalentti rasitusvaihtelu kaavan 3.13 avulla:

$$\Delta R_{Ekv} = \left(\frac{(\Delta R_{Ekv,1})^{k2} * N^* + \sum (\Delta R_{Ri})^{k2} * N_{Ri}}{N^*} \right)^{1/k2} \quad (3.13)$$

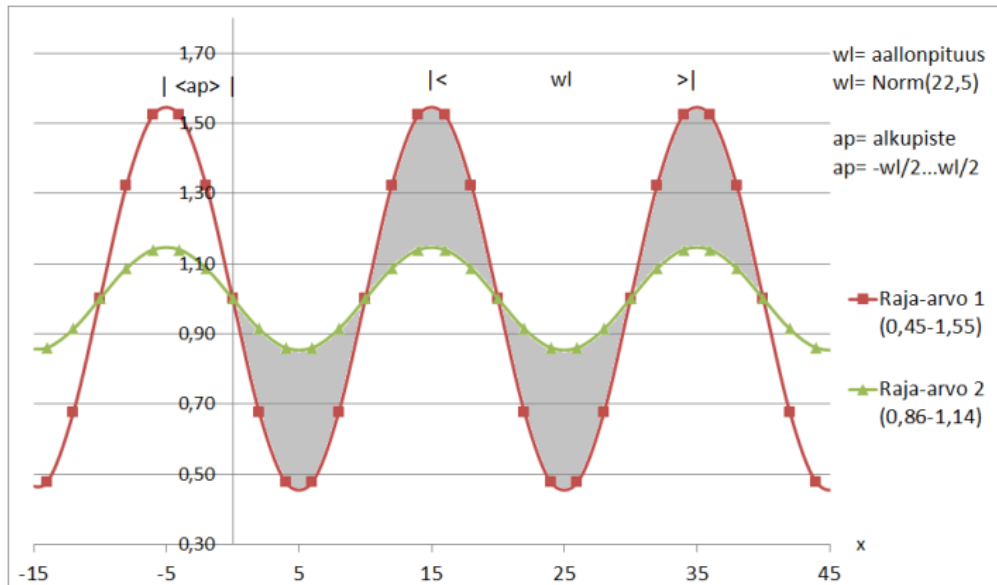
3.3.2 Dynaaminen suurennuskerroin

Simuloinnissa käytettiin dynaamista suurennuskerrointa simulointikuormien vaikutuksia kasvattavana. Dynaaminen kerroin on ohjelmassa otettu huomioon Eurokoodin taustadokumentin [22] mukaisesti. Simulointiohjelmassa dynaamisen kertoimen ylärajat vastaavat kyseisen taustadokumentin mukaisia arvoja, kun influenssiviivan pituus on 10 metriä: 1,55 momenttirasituksille ja 1,35 leikkausrasituksille sekä tukireaktioille, kuva 3.4.



Kuva 3.4. Dynaaminen kerroin. [22]

Ohjelma valitsee kertoimen satunnaisesti jokaiselle ajoneuvolle tai ajoneuvon osalle. Kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1] dynaaminen kerroin saa arvonsa kahden harmonisen aallon väliltä (kuva 3.5). Suurempi amplitudinen aalto saa momenttirasitusten kohdalla arvoja väliltä 0,45–1,55 ja leikkausrasitusten sekä tukireaktioiden kohdalla arvoja väliltä 0,65–1,35. Pienempi amplitudinen aalto on sama sekä momenttirasituksilla, leikkausrasituksilla että tukireaktioilla ja saa arvoja väliltä 0,86–1,14. Edellä esitetty kuvaa paremmin todellista dynaamista käyttäytymistä, joka riippuu päällysteen kunnosta ja ajoneuvon jousituksista.



Kuva 3.5. Dynaaminen kerroin momenttirasituksille [1].

3.4 Suunnittelu- ja väsytkuormakaavioilla kuormittaminen

Simuloitujen rasitusvaihtelujen lisäksi Lusas Modeller – ohjelmistolla määriteltiin kullekin sillalle suunnittelukuormasta LM1 sekä väsytkuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvat rasitusvaihtelut. Sillan suunnassa suunnittelukuorman LM1 sekä väsytkuormakaavion FLM1 mukaiset pintakuormat sijoitettiin silloille jänneväleittäin. Telikuormat kuljetettiin kunkin sillan rakennemallin yli tasaisin välimatkoin sijoitettujen pisteiden kautta. Näitä pisteitä pitkin kuljetettiin kunkin tarkasteltavan sillan yli myös väsytkuormakaavio FLM3. Väsytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuneet ekvivalentit rasitusvaihtelut laskettiin Excel-taulukkolaskentaohjelmalla kertomalla saadut rasitusvaihtelut asianmukaisilla vauriokertoimilla sekä betoniteräksiä tarkasteltaessa lisäksi akselikuormien korotuskertoimilla. Suunnittelu- ja väsytkuormista sekä simuloinnista aiheutuvien rasitusvaihtelujen keskinäinen vertailu tehtiin myös Excel-taulukkolaskentaohjelmalla.

4 Tarkasteltavat siltakohteet

Tässä työssä arvioitiin kolmen todellisen kohteen väsymiskestävyyttä simuloinnin avulla. Mikäli väsymiskestävyys havaittiin riittäväksi, ei rakenteisiin oletettu aiheutuvan väsymismurtumaa niille suunnitellun käyttöiän aikana. Lisäksi tarkasteltiin sitä, millaisia jännitysvaihteluja silloille aiheutui väsytyskuormakaavioista FLM1 ja FLM3. Yksi tarkastelluista silloista oli teräsbetoninen laattasilta ja kaksi muuta liittorakenteisia palkkisiltaja. Sillat ovat rakenteeltaan hyvin tavanomaisia ja siksi samanlaisia siltoja voi sijaita teoriassa missä vain maamme tieverkostolla. Tämän vuoksi kyseiset sillat soveltuvat hyvin tutkimukseen, vaikkei niiden todellinen raskaan liikenteen määrä vastaisi tarkasteltuja liikenneluokkia. Tarkasteltujen siltojen tavallisuuden vuoksi niille tehtyjä väsymistarkasteluja ei pidä pitää vain yksittäistapauksina, vaan vastaavaa väsymiskäyttäytymistä esiintyy laajemmaltikin maamme silloissa.

Suunnittelukuormakaistat sijoitettiin kaikille silloille kappaleen 3.1 mukaisesti aivan sillan hyötyleveyden toiseen reunaan. Näille kaistoille sijoitettiin tarkasteltavat suunnittelu- ja väsytyskuormakaaviot. Todelliset kuormakaistat sijoitettiin silloille myös kappaleen 3.1 mukaista kaistojen todellista sijoittelua mukaillen. Simulointi liikenne sijoitettiin näille todellisille kuormakaistoille 1t ja 2t. Vertailun vuoksi tarkasteltiin tilannetta, jossa myös suunnittelukuormat sijoitettiin simulointikaistoille. Tällöin tarkastelupisteisiin aiheutuvia rasituksia verrattiin rasituksiin, jotka syntyivät suunnittelukuormien sijaitessa suunnittelukaistoilla.

Jokaisesta tutkittavasta sillasta valittiin 4–9 tarkastelupistettä, joissa laskettiin jännitysvaihtelun aiheuttama väsymisvaurio 100 vuoden aikana. Simulointi suoritettiin erikseen jokaiselle sillalle. Simulointia varten ohjelmaan määriteltiin siltakohtaiset influenssiarvot, jännemitat sekä tarkasteltava materiaali.

Liittopalkkisilloista luotiin arinamallit ja tarkasteltiin myös sitä, miten arinapalkkien vääntöjäykkyyden pienentäminen vaikuttaa rasitusten jakautumiseen. Vaikutusta tarkasteltiin influenssiviivojen kautta. Arinapalkkien vääntöjäykkyyttä pienennettiin lähelle nollaa ja havaittiin, ettei tällä juuri ollut vaikutusta influenssiarvoihin. Muutosta influenssiarvoihin ei syntynyt yhtenkään rasitussuureen kohdalla edes yhtä prosenttia.

4.1 Melttusen silta (Tpbl)

Melttusen silta on Kaavissa sijaitseva vesistösilta, joka on siltatyypiltään liittorakenne palkkisilta. Sillan jännemitta on 37,45 m ja hyötyleveys 7,50 m. Sillan jännemitta pyöristettiin laskentaa varten 38 metriin. Silta on suunniteltu vuonna 1983 kuormitukseksi Lk1/Ek1. Vuoden keskimääräinen vuorokausiliikenne sillalla on 1113 ajoneuvoa (laskettu 2016). Tästä 9 % on raskaita ajoneuvoja. Sillan pituusleikkaus on esitetty kuvassa 4.1.

Liittorakenteen poikkileikkaussuureiden määrittämiseksi laskettiin kansilaatan tehollinen leveys b_{eff} eurokoodin soveltamisohjeen NCCI4 kappaleen 5.2.2 mukaan. Aukossa ja välituen kohdalla tehollinen leveys määriteltiin seuraavasti [10]:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}, \quad (4.1)$$

jossa b_0 on ulommaisten leikkausliittinten keskiöiden välinen etäisyys

$$b_{ei} = L_e/8 \leq b_i,$$

jossa b_i on etäisyys ulommaisesta leikkausliittimestä pisteeseen, joka on vierekkäisten uumien puolivälissä tai vastaava etäisyys kansilaatan vapaaseen reunaan

L_e on likimäärin taivutusmomentin nollakohtien välinen etäisyys

Reunatuella puolestaan tehollinen leveys määriteltiin hyödyntäen kaavaa 4.2 [10]

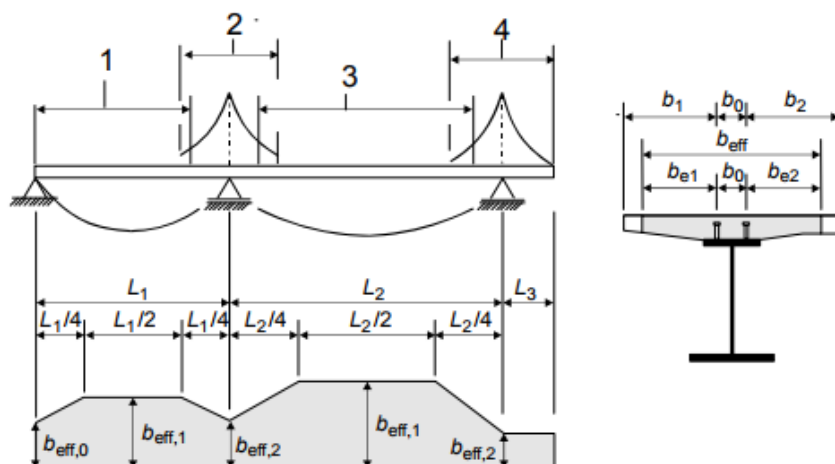
$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i * b_{ei} \quad (4.2)$$

jossa $\beta_i = (0,55 + 0,025 * \frac{L_e}{b_{ei}}) \leq 1,0$

b_{ei} on edellä esitetyllä tavalla laskettu reunajänteen toimiva leveys jänteen keskellä

L_e on reunajänteen ekvivalentti jännemitta

Kaavoissa 4.1 ja 4.2 hyödynnetään kuvan 4.2 mukaisia etäisyyksiä ja aluejakoja.



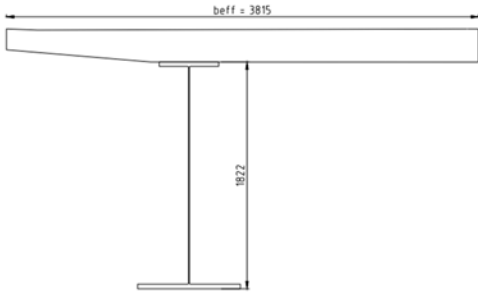
Alue	L_e	$b_{eff,i}$
1	$0.85 \cdot L_1$	$b_{eff,1}$
2	$0.25 \cdot (L_1 + L_2)$	$b_{eff,2}$
3	$0.7 \cdot L_2$	$b_{eff,1}$
4	$2 \cdot L_3$	$b_{eff,2}$

Kuva 4.2. Kannen teholliset leveydet sillan eri alueilla [10].

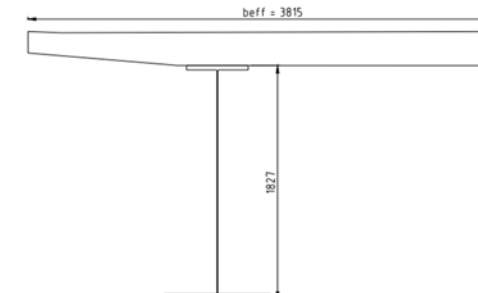
Tehollisen leveyden laskennassa laatan vapaan reunan oletettiin sijaitsevan reunapalkin sisäreunassa. Kannen tehollinen leveys oli vakio koko sillan matkalla. Teräksisen pääpalkin koko poikkileikkaus oletettiin laskelmissa teholliseksi. [10]

Liittopoikkileikkausta käsiteltiin teräkseksi muunnettuna. Poikkileikkauksen jäyhyysmomentin laskennassa betonikannen oletettiin olevan halkeilematon. Liittopoikkileikkauksen vääntöjäykkyydessä huomioitiin ainoastaan teräspalkin vääntöjäykkyys. Liittopoikkileikkausten lähtöarvot on esitetty taulukoissa 4.2a ja 4.2b.

Taulukko 4.2a. Liittopoikkileikkauksen 1 lähtöarvot.

Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 1	
	
Betoniosan tehollinen leveys b_{eff} [m]	3,725
Betoniosan korkeus h_c [m]	0,26
Kimmokerrointen suhde α	6,36
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_c [m]	1,952
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_a [m]	0,747
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta e_{α} [m]	1,552
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_c [m]	0,515
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_a [m]	1,038
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti I_y [m ⁴]	0,165

Taulukko 4.2b. Liittopoikkileikkauksen 2 lähtöarvot.

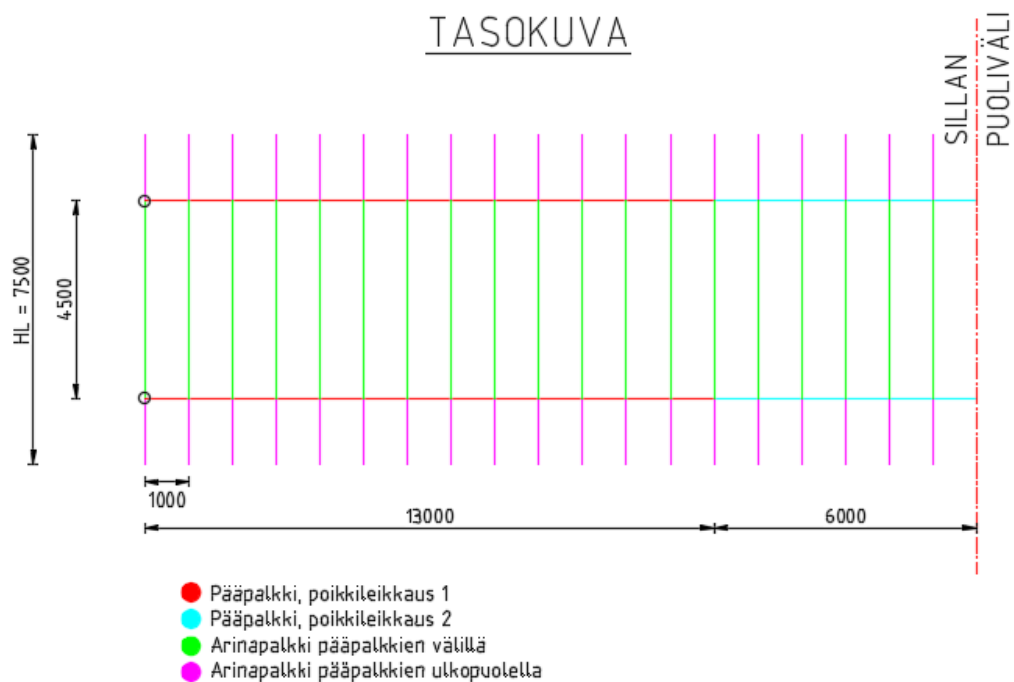
Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 2	
	
Betoniosan tehollinen leveys b_{eff} [m]	3,725
Betoniosan korkeus h_c [m]	0,26
Kimmokerrointen suhde α	6,36
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_c [m]	1,957
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_a [m]	0,713
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta e_{α} [m]	1,530
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_c [m]	0,526
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_a [m]	1,004
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti I_y [m ⁴]	0,168

Melttusen sillasta luotiin Lusas Modeller – ohjelmaan arinamalli. Poikittaisten arinapalkkien välisenä etäisyytenä käytettiin koko sillalla mittaa 1000 mm. Arinapalkkien lähtöarvot on esitetty taulukossa 4.3.

Taulukko 4.3. Melttusen sillan arinapalkkien lähtöarvot.

	Pääpalkkien välillä	Reunaulokkeen päässä
Poikkipalkin korkeus h_{cm} [m]	0,26	0,17
Poikkipalkin leveys b_{cm} [m]	1,00	1,00
Poikkileikkauksen ala A_{cm} [m ²]	0,26	0,17
Poikkipalkkien taivutusjäykkyys $I_{y,cm}$ [m ⁴]	7,32E-04	2,05E-04
Poikkipalkkien vääntöjäykkyys J_{cm} [m ⁴]	4,90E-04	1,46E-04
Poikkipalkkien materiaali	C30/37	C30/37
Betonin kimmokerroin E_{cm} [MPa]	33 000	33 000

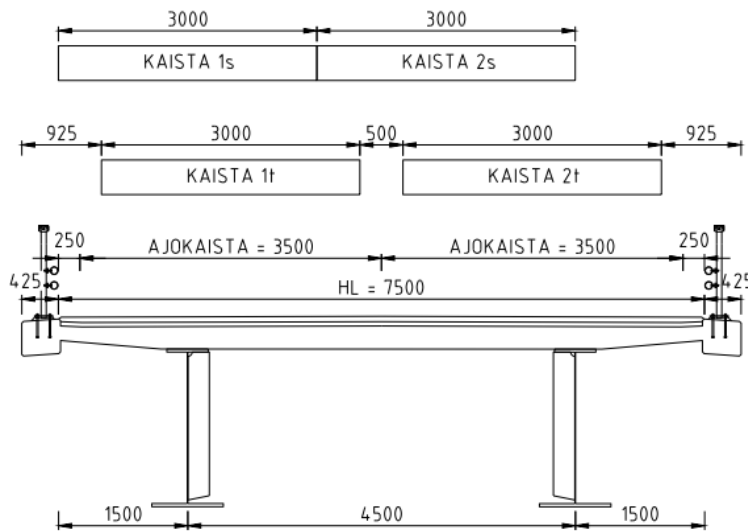
Kuvassa 4.3 on havainnollistettu Melttusen sillasta luotua Lusas -mallia.



Kuva 4.3. Pääpalkit sekä arinapalkit Melttusen sillasta luodussa Lusas – mallissa.

Suunnittelukuormakaistat 1s ja 2s sekä todellisen liikenteen mukaiset kaistat 1t ja 2t sijoitettiin sillalle kuvan 4.4 mukaisesti. Simuloitava liikenne sijoitettiin kaistoille 1t ja 2t ja suunnittelukuormat puolestaan kaistoille 1s ja 2s. Kuormat sijoitettiin 3,0 m leville kuormakaistoille keskeisesti.

POIKKILEIKKAUS



Kuva 4.4. Kuormakaistojen 1s, 2s, 1t ja 2t sijoittuminen sillalle.

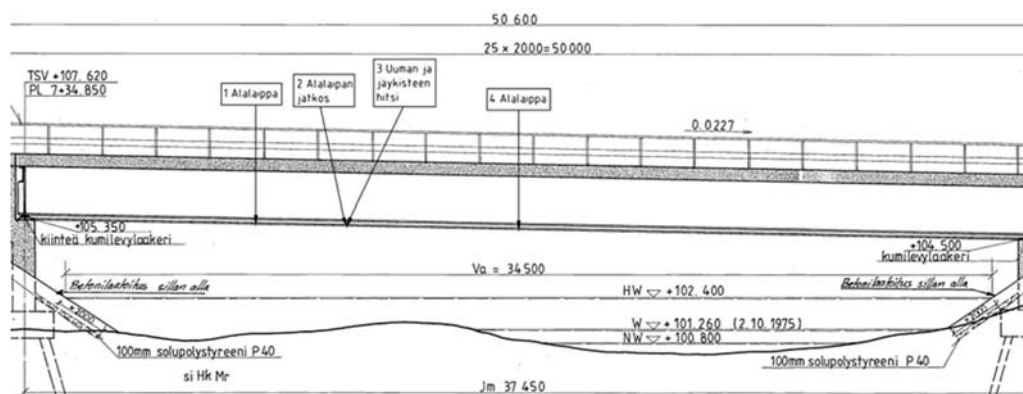
4.1.1 Tarkasteltavat detaljit

Melttusen sillalla tutkittaviksi detaljeiksi valittiin yhteensä neljä rakenneyksityiskohtaa sillan toisesta pääpalkista. Väsymistarkastelu suoritettiin ainoastaan vasemman puoleisessa pääpalkissa. Tarkasteltavat rakenneyksityiskohdat olivat:

1. Alalaippa pisteessä $0,25L$, jossa L on sillan jännemitta.
 - Väsymisluokka 112 MPa
2. Parrejatkos noin pisteessä $0,33L$, jossa L on sillan jännemitta.
 - Väsymisluokka 90 MPa
3. Uuman ja jäykisteen hitsiliitos noin pisteessä $0,33L$, jossa L on sillan jännemitta.
 - Väsymisluokka 80 MPa
4. Alalaippa pisteessä $0,5L$, jossa L on sillan jännemitta.
 - Väsymisluokka 112 MPa

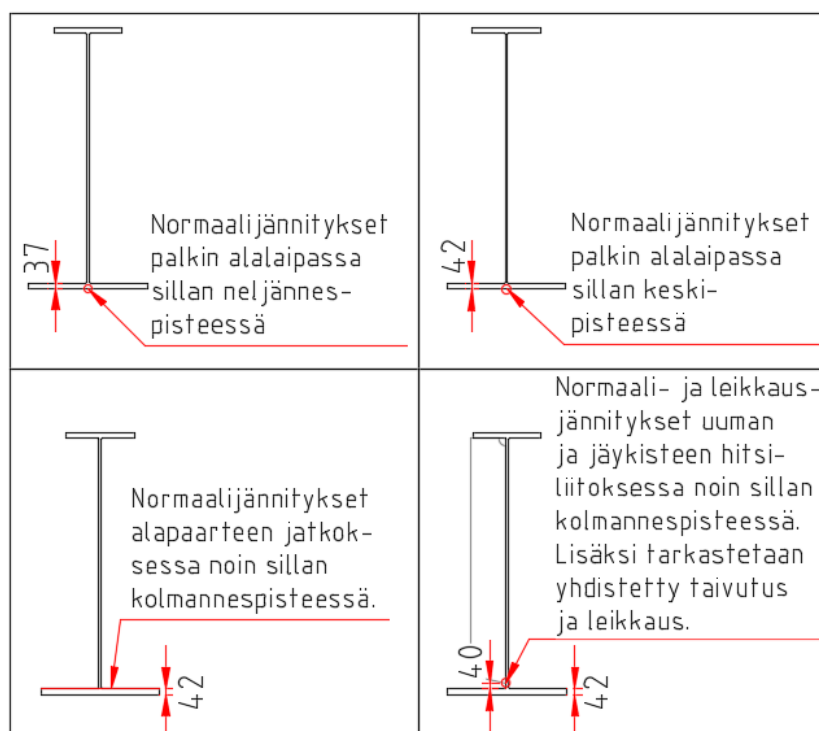
Kaikissa tarkasteltavissa pisteissä tutkittiin rakenteen väsymiskestävyyttä taivutuksesta aiheutuvia jännitysvaihteluja vastaan. Lisäksi uuman ja jäykisteen välisessä hitsiliitoksessa tarkasteltiin väsymiskestävyyttä pisteeseen kohdistuvaa leikkausta sekä yhdistettyä taivutusta ja leikkausta vastaan. Melttusen sillan tarkasteltavat pisteet on esitetty sillan pituusleikkauksessa kuvassa 4.5.

Sekä parrejatkos että uuman ja jäykisteen välinen hitsiliitos sijaitsivat noin sillan pisteessä $0,33 \cdot L$. Todellisuudessa näiden pisteiden välinen etäisyys oli rakenteessa 300 mm. Etäisyys oli kuitenkin niin pieni, että laskennan yksinkertaistamiseksi molemmille detaljeille käytettiin samoja rasitusluokkia. Tähän sillan kolmannespisteeseen aiheutuvat rasitukset laskettiin olettamalla rasitusvaihtelu lineaarisesti sillan neljännes- ja keskipisteiden välillä.



Kuva 4.5. Melttusen sillan tarkasteltavat pisteet sillan pituusleikkauksessa.

Kuvassa 4.6 on esitetty Melttusen sillan tarkastelupisteet kulloinkin tarkasteltavan palkin poikkileikkauksessa.



Kuva 4.6. Melttusen sillan tarkasteltavat pisteet kulloinkin tarkasteltavan palkin poikkileikkauksessa.

Kuvissa 4.5 ja 4.6 esitettyihin pisteisiin aiheutuvien rasitusten lisäksi tarkasteltiin sitä, millaiset leikkausvoimat ja tukireaktiot simuloinnista aiheutui sillan maatuella. Näitä rasituksia verrattiin vastaaviin, suunnittelukuormista aiheutuviin rasituksiin. Varsinaista väsymistarkastelua näiden rasitusten kohdalla ei kuitenkaan tehty.

4.1.2 Väsymistarkastelu

Sillan teräksiset pääpalkit tulee suunnitella väsymisen suhteen siten, että niiden käyttäytyminen on tyydyttävää koko suunnitellun käyttöajan ajan [6]. Tässä tutkimuksessa betoniosien väsymiskäyttäytyminen jätettiin huomiotta. Standardin EN 1993-1-9 taulukoista 8.1, 8.3 ja 8.4 saatiin tutkittaville rakenteille niiden väsymislukut. Pääpalkin

alalaipan tarkastelussa väsymisluokkana käytettiin 112 MPa, joka vastaa hitsattujen profiilien väsymisluokkaa, kun rakenneyksityiskohta ei sisällä lopetus- tai aloituskoh- tia. Laskennassa huomioitiin koon vaikutuksen huomioon ottava kerroin k_s , sillä tarkas- teltavien paarteiden paksuudet täyttivät ehdon $t > 25$ mm [6].

Pääpalkin paarrejatkoksesta väsymisluokkana käytettiin 90 MPa. Tähän väsymisluok- kaan kuuluvat ilman lovetusta päittäishitseillä jatkettut, valssatut levyt. Myös tässä paarrejatkoksesta huomioidaan kerroin k_s . Kertoimen arvo määritellään jatkoksesta paksumman alalaipan paksuuden perusteella, sillä tällöin kertoimen vaikutus on mer- kittävämpi. Uuman ja jäykisteen välisessä hitsiliitoksessa väsymisluokaksi valittiin 80 MPa. Tähän väsymisluokkaan kuuluvat levyrakenteisiin hitsatut pystyrakenteet. Tämän detaljin väsymistarkastelussa koon vaikutuksen huomioivaa kerrointa k_s ei huomioitu, sillä tarkastellun uuman paksuus ei täytä ehtoa $t > 25$ mm.

Väsymistarkastelussa poikkileikkausta väsyttävä kuorma kerrottiin väsytyskuormien osavarmuuskertoimella $\gamma_{Ff} = 1$. Rakenneteräksen väsymiskestävyys puolestaan jaettiin väsytyskuormitetun teräksen osavarmuuskertoimella γ_{Mf} . Tässä työssä väsymismitoi- tuksessa käytettiin varman kestämisen periaatteen mukaista osavarmuuslukua $\gamma_{Mf} = 1,35$, kun vaurion seurausten oletetaan olevan suuret [6].

Varsinaisen väsymistarkastelun lisäksi tarkistettiin simuloidun liikenteen kuormista aiheutuvien jännitysvaihteluvälien pysyvän sallituissa rajoissa. Standardin EN 1993-1- 9 kappaleessa 8 [6] esitetään tavallisista kuormista aiheutuville nimellisille jännitys- vaihteluväleille seuraavat ehdot:

$$\Delta\sigma_E \leq 1,5 * f_y \quad (4.3)$$

$$\Delta\tau_E \leq \frac{1,5 * f_y}{\sqrt{3}} \quad (4.4)$$

Taivutusjännitys

Koska tutkittavana oli liittopoikkileikkaus, jossa on useampaa kuin yhtä materiaalia, ei sillassa vaikuttavia taivutusjännityksiä voitu suoraan laskea jäyhyysmomentin ja tai- vutusvastuksen avulla. Liittopoikkileikkauksen osien välillä oletettiin vallitsevan täy- dellinen yhteistoiminta. Mikäli taivutuksen neutraaliakseli sijaitsee teräspalkissa, tai- vutusmomentista aiheutuvat jännitykset etäisyydellä y_i neutraaliakselista saadaan seuraavasti [15]:

$$\Delta\sigma = \frac{M * y_i}{I_y} \quad (4.5)$$

jossa M on poikkileikkaukseen kohdistuva taivutusmomentti

y_i on tarkasteltavan pisteen etäisyys poikkileikkauksen neutraaliakselilta

I_y on liittopoikkileikkauksen neliömomentti

Neutraaliakselin paikka määriteltiin staattisten momenttien avulla. Tällöin liittopoik- kileikkauksen osien pinta-alat korvattiin niiden aksiaalijäykkyyksillä [15].

$$e_{oi} = \sum e_{oj} (EA)_j / (EA)_i \quad (4.6)$$

jossa $(EA)_i$ on $\sum (EA)_j$

Pääpalkin alalaipan sekä palkkien paarrejatkoksen väsymistarkastelussa huomioitiin alalaipan koon vaikutus määrittelemällä rakenteen väsymisluokkaa vastaava väsymislujuus seuraavasti [6]:

$$\Delta\sigma_{c,red} = k_s \Delta\sigma_c \quad (4.7)$$

jossa k_s on koon vaikutuksen huomioiva kerroin $k_s = (25/t)^{0,2}$, kun $t > 25$ mm
 $\Delta\sigma_c$ on rakenneyksityiskohdan väsymisluokka

Varmuus taivutusjännityksistä aiheutuvaa väsymistä vastaan tarkistettiin seuraavan ehdon avulla [6]

$$\frac{\Delta\sigma_E \gamma_{F, fat}}{\Delta\sigma_{C, red} / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (4.8)$$

Leikkausjännitys

Rakenteen väsymiskestävyys leikkausjännitysvaihtelulle tarkistettiin sillan kolmannespisteessä uuman ja jäykisteen välisessä hitsiliitoksessa. Leikkausjännitysten oletettiin jakautuvan tasan pääpalkin uumalle, jolloin on voimassa seuraava ehto [10]:

$$\tau_E = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{V_{Ed}}{h_w * t_w}, \text{ kun } A_f / A_w \geq 0,6 \quad (4.9)$$

jossa V_{Ed} on poikkileikkaukseen kohdistuva leikkausvoima

h_w on uuman korkeus

t_w on uuman paksuus

A_f on pienemmän paarteen poikkileikkauspinta-ala

Varmuus leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä vastaan tarkistettiin seuraavan ehdon avulla [6]:

$$\frac{\Delta\tau_E \gamma_{Ff}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (4.10)$$

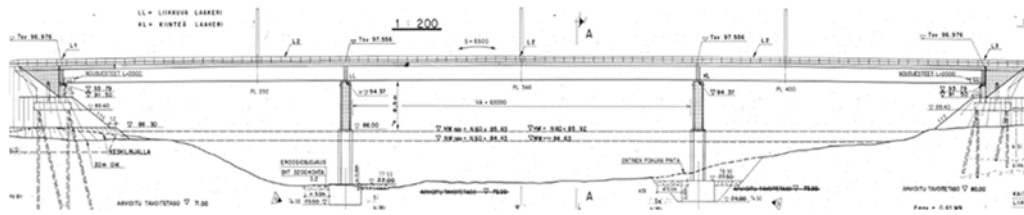
Yhdistetty taivutus ja leikkaus

Palkin uuman ja jäykisteen välisessä liitoksessa taivutuksen ja leikkauksen aiheuttaman yhdistetyn jännityksen tuli täyttää seuraava ehto [6]:

$$\left(\frac{\Delta\sigma_E \gamma_{Ff}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\Delta\tau_E \gamma_{Ff}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0 \quad (4.11)$$

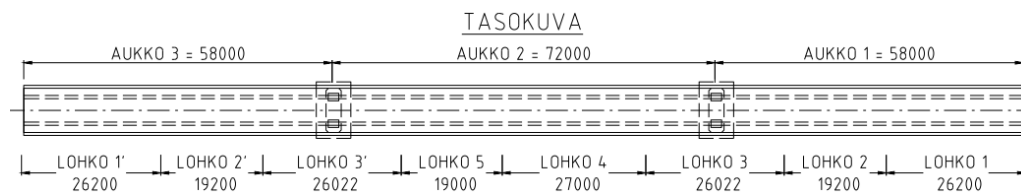
4.2 Liisanniemensilta (Tjpbl)

Liisanniemensilta on Laukaalla sijaitseva vesistösilta, joka on siltatyypiltään liittorakenteinen teräksinen jatkuva palkkisilta. Sillan hyötyleveys on 8,50 m. Silta on kolmiaukkoinen ja sen jännemitat ovat 58,00 m + 72,00 m + 58,00 m. Se on suunniteltu vuonna 1987 kuormitukselle Lk1, Ek1. Vuoden keskimääräinen vuorokausiliikenne sillalla on 994 ajoneuvoa (laskettu 2014). Tästä 10 % on raskaita ajoneuvoja. Kuvassa 4.7 on esitetty sillan pituusleikkaus.



Kuva 4.7. Liisanniemensillan pituusleikkaus.

Influenssiarvojen tarkastelua varten sillan jännemitat muunnettiin (laskelmien helpottamiseksi) seuraaviksi: 58,5 m + 71,5 m + 58,5 m, jotta jokaisen silta-aukon pituus sekä sillan kokonaispituus olisivat jaollisia samalla luvulla. Yhteiseksi jakajaksi saatiin tässä tapauksessa 6,5 metriä. Sillan pääpalkit on jaettu pituussuunnassa yhteensä kahdeksaan lohkoon. Pääpalkkien ala- ja ylälaippojen sekä uuman paksuudet vaihtelevat lohkoittain. Lohkojako on esitetty kuvassa 4.8 ja kunkin lohkon pääpalkin poikkileikkausmitat taulukossa 4.4.



Kuva 4.8. Liisanniemensillan pääpalkkien lohkojako.

Taulukko 4.4. Liisanniemensillan pääpalkkien poikkileikkaussuureet lohkoittain.

Teräspalkki, poikkileikkaus 1		
Pääpalkin korkeus h_a [m]	2,7	
Poikkileikkauksen ala A_a [m ²]	0,0775	
Pääpalkin taiputusjäykkyys I_a [m ⁴]	9,32E-02	
Pääpalkin vääntöjäykkyys J [m ⁴]	1,69E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin E_a [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus f_k [N/mm ²]	420	
Teräspalkki, poikkileikkaus 2		
Pääpalkin korkeus h_a [m]	2,70	
Poikkileikkauksen ala A_a [m ²]	0,0901	
Pääpalkin taiputusjäykkyys I_y [m ⁴]	1,07E-01	
Pääpalkin vääntöjäykkyys J [m ⁴]	2,34E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin E_a [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus f_k [N/mm ²]	420	

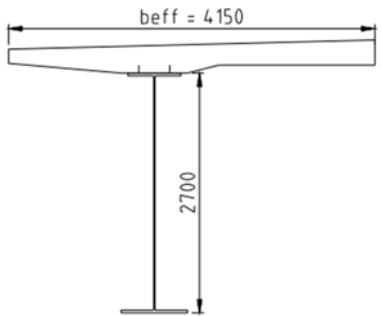
Teräspalkki, poikkileikkaus 3		
Pääpalkin korkeus h_a [m]	2,70	
Poikkileikkauksen ala A_a [m ²]	0,1537	
Pääpalkin taivutusjäykkyys I_y [m ⁴]	2,08E-01	
Pääpalkin vääntöjäykkyys J [m ⁴]	2,34E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin E_a [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus f_k [N/mm ²]	420	
Teräspalkki, poikkileikkaus 4/5		
Pääpalkin korkeus h_a [m]	2,70	
Poikkileikkauksen ala A_a [m ²]	0,0848	
Pääpalkin taivutusjäykkyys I_y [m ⁴]	1,03E-01	
Pääpalkin vääntöjäykkyys J [m ⁴]	2,34E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin E_a [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus f_k [N/mm ²]	420	

Lohkojen 3, 4 ja 5 sisällä uumalevyjen paksuudet vaihtelivat, mutta laskennan yksinkertaistamiseksi kussakin lohossa käytettiin vain yhtä uuman paksuutta. Käytettävä paksuus valittiin ohuimman uumalevyn paksuuden mukaan. Lisäksi välitukien kohdalla lohossa 3 ala- ja ylälaippoja on vahvennettu erillisillä levyillä. Tämän vuoksi lohkon 3 ala- ja ylälaippojen paksuudet ovat selvästi suuremmat kuin muissa lohkoissa.

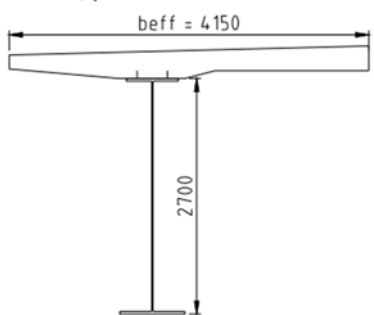
Sillan betonikannen vaikutus liittorakenteen poikkileikkausmittoihin ja jäykkyysiin otettiin huomioon sekä aukossa että tukialueella. Pääpalkkien välillä sillan kansilaatan korkeus vaihteli välillä 240...310 mm. Lusas Modeller – ohjelman avulla määriteltiin laskelmia varten tälle välille ekvivalentti kannen korkeus. Ohjelmaan syötettiin kannen todellisen poikkileikkauksen mitat pääpalkkien välillä ja määriteltiin pakkosiirtymäksi tässä 10 mm. Aiheutuvien rasitusten perusteella määriteltiin todellista kannen paksuusvaihtelua vastaava kannen ekvivalentti korkeus. Ekvivalentiksi korkeudeksi saatiin 275 mm. Reunaulokkeiden päissä kannen paksuutta kavennettiin 160 mm: iin. Sillan reunapalkit jätettiin tarkastelussa huomiotta.

Liisanniemensillan liittopoikkileikkausta käsiteltiin väsymislaskelmissa teräkseksi muunnettuna kuten Melttusen sillankin poikkileikkausta. Betonikannen oletettiin myös tässä olevan halkeilematon. Liittopoikkileikkauksen vääntöjäykkyys huomioitiin ainoastaan teräspalkin vääntöjäykkyys. Väsymistarkastelussa huomioitiin kuitenkin myös kannen betonin vaikutus poikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin. Sillan teräksisten pääpalkkien poikkileikkausmittojen vaihtelun takia myös koko liittopoikkileikkauksen lähtöarvot vaihtelevat sillan pituussuunnassa lohkoittain. Liittopoikkileikkausten lähtöarvot on esitetty taulukoissa 4.5a-4.5e.

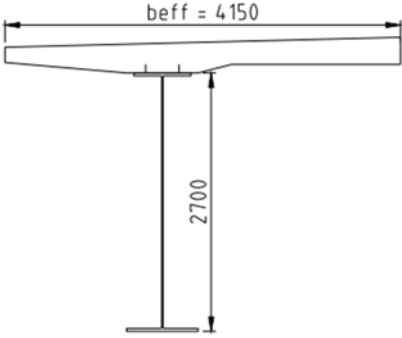
Taulukko 4.5a. Liittopoikkileikkauksen 1 lähtöarvot.

Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 1	
	
Betoniosan tehollinen leveys b_{eff} [m]	4,15
Betoniosan korkeus h_c [m]	0,31
Kimmokerrointen suhde α	6,56
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_c [m]	2,855
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_a [m]	1,272
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta e_0 [m]	2,407
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_c [m]	0,682
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_a [m]	1,725
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti I_y [m ⁴]	0,416

Taulukko 4.5b. Liittopoikkileikkauksen 2 lähtöarvot.

Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 2	
	
Betoniosan tehollinen leveys b_{eff} [m]	4,15
Betoniosan korkeus h_c [m]	0,31
Kimmokerrointen suhde α	6,56
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_c [m]	2,855
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_a [m]	1,176
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta e_0 [m]	2,326
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_c [m]	0,732
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_a [m]	1,594
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti I_y [m ⁴]	0,442

Taulukko 4.5c. Liittopoikkileikkauksen 3 lähtöarvot.

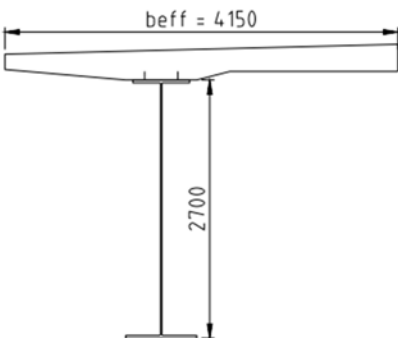
Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 3	
	
Betoniosan tehollinen leveys b_{eff} [m]	4,15
Betoniosan korkeus h_c [m]	0,31
Kimmokerrointen suhde α	6,56
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_c [m]	2,855
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_a [m]	1,248
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta e_{oi} [m]	2,149
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_c [m]	0,944
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_a [m]	1,204
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti I_y [m ⁴]	0,608

Kuvan 4.8 mukaisesti sillan välitukialueet ovat liittopoikkileikkausta 3. Taulukossa 4.5c on esitetty kyseisen poikkileikkauksen lähtöarvot mitattuna palkin alalaidasta. Väli-tuella tarkasteltavan teräspalkin ylälaipan väsymislaskelmissa lähtöarvot määriteltiin kuitenkin mitattuna rakenteen ylälaidasta. Tällöin lähtöarvot olivat taulukon 4.5d mu-kaiset.

Taulukko 4.5d. Liittopoikkileikkauksen 3 lähtöarvot mitattuna rakenteen yläreunasta.

Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen ylälaidasta z_c [m]	0,155
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen ylälaidasta z_a [m]	1,453
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen ylälaidasta e_{oi} [m]	0,725
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_c [m]	0,319
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_a [m]	0,407
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti I_y [m ⁴]	0,255

Taulukko 4.5e. Liittopoikkileikkausten 4 ja 5 lähtöarvot.

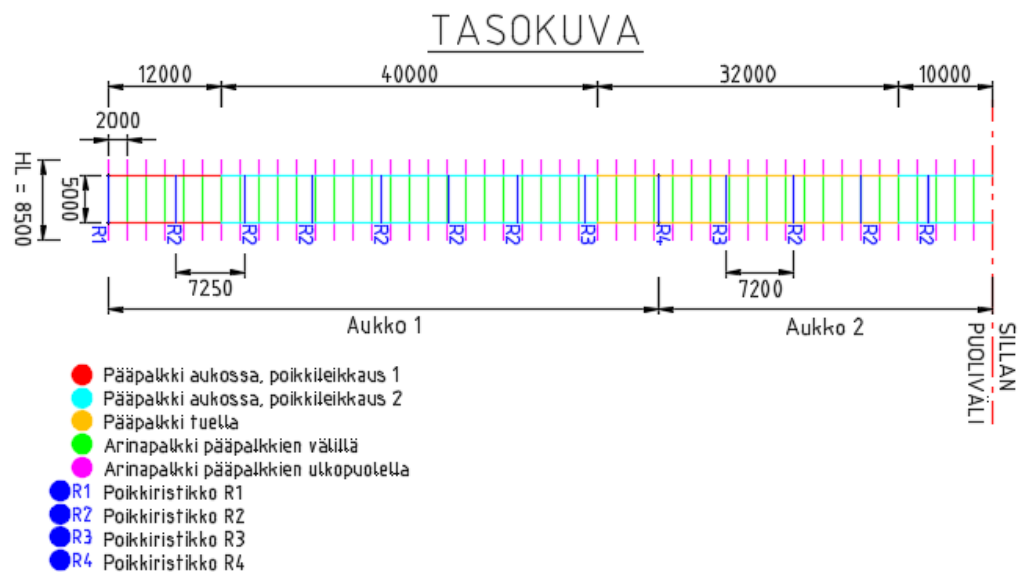
Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 4/5	
	
Betoniosan tehollinen leveys b_{eff} [m]	4,15
Betoniosan korkeus h_c [m]	0,31
Kimmokerrointen suhde α	6,56
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_c [m]	2,855
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta z_a [m]	1,165
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta e_0 [m]	2,345
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_c [m]	0,708
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista e_a [m]	1,637
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti I_y [m ⁴]	0,431

Liisanniemensillalla on kuvan 4.10 mukaiset poikkiristikot noin 7,2 metrin välein. Poikkiristikot koostuvat yläsauvoista, joiden putkikoot ovat 120x120x5,0 mm ja alasauvoista, joiden putkikoot ovat 150x150x5,0 mm. Putket ovat terästä S 355 J2G4. Lusas -mallia varten poikkiristikot muunnettiin kuvitteellisiksi I-palkeiksi. I-palkin ylälaipan poikkileikkausala syötettiin vastaamaan todellisen yläsauvan poikkileikkausala. Vastaavasti määriteltiin myös palkin alalaipan poikkileikkausala. Palkin uuman paksuudelle annettiin arvo 1,0 mm. I-palkin taivutusjäykkyudeksi syötettiin todellisen poikkiristikon sauvaparin taivutusjäykkyys. Koska sillan pääpalkkien koko vaihtelee, myös poikkiristikon sauvojen välinen etäisyys vaihtelee. Tästä syystä I-palkkeja luotiin yhteensä neljää eri poikkileikkausta. Kunkin poikkiristikon poikkileikkaussuureet sekä jäykkyydet on esitetty taulukossa 4.6. Eri poikkileikkaussuureet omaavia poikkiristikoita kuvataan tässä työssä merkinnöillä R1, R2, R3 ja R4.

Taulukko 4.6. Liisanniemensillan poikkiristikoiden lähtöarvot.

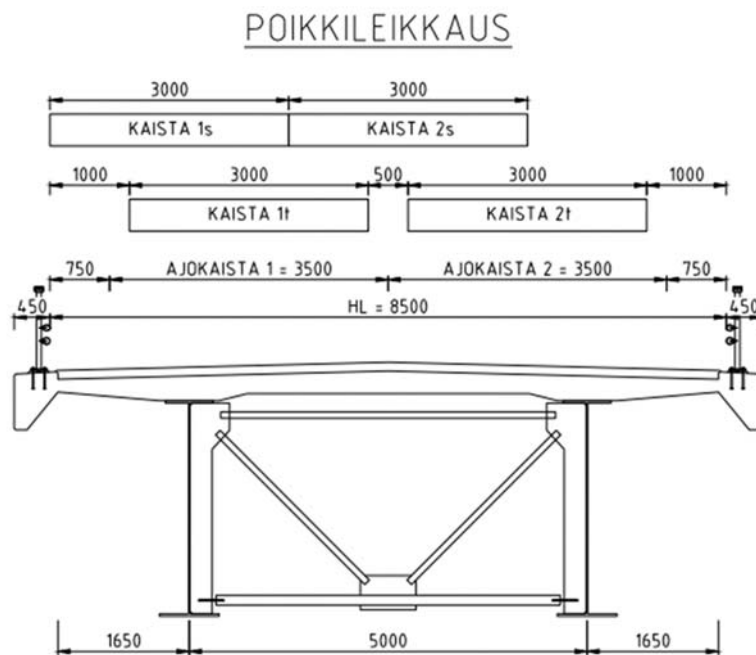
	R1	R2	R3	R4
Ylemmän sauvan poikkileikkausala A_y [mm ²]	2400	2400	2400	2400
Alemmän sauvan poikkileikkausala: A_a [mm ²]	3000	3000	3000	3000
Sauvojen välinen etäisyys d [mm]	2000	2300	2260	2180
Etäisyys yläsauvan yläpinnasta alasauvan alapintaan h [mm]	2135	2435	2395	2315
Yläsauvan painopisteen etäisyys neutraaliakselista e_y [mm]	1000	1150	1130	1090
Alasauvan painopisteen etäisyys neutraaliakselista e_a [mm]	1000	1150	1130	1090
Taivutusjäykkyys I_y [mm ⁴]	5,42E+09	7,16E+09	6,91E+09	6,43E+09
Poikkipalkin etäisyys pääpalkin alapinnasta [mm]	220	220	220	220

Sillan aukoissa 1 ja 3 poikkiristikoiden välisenä etäisyytenä käytettiin mitta 7250 mm. Sillan keskiaukossa poikkiristikoiden välinen etäisyys oli 7200 mm. Poikkiristikoiden R1, R2, R3 ja R4 sijoittuminen sillalle on esitetty kuvassa 4.9. Koska silta on pituus-suunnassa keskipisteensä suhteen symmetrinen, on kuvassa 4.9 esitetty sillan tasokuva katkaistu sillan keskeltä.



Kuva 4.9. Pääpalkit, arinapalkit sekä poikkiristikot Liisanniemensillan Lusas – mallissa.

Suunnittelukuormakaistat sekä todellisen liikenteen mukaiset kaistat sijoitettiin sillalle samoin perustein kuin muillekin tarkastelluille silloille. Kuten aiemminkin, simuloitu liikenne sijoitettiin todellisille kaistoille 1t ja 2t ja suunnittelukuormat suunnittelukaistoille 1s ja 2s. Kaistojen sijoittuminen Liisanniemensillalle on esitetty kuvassa 4.10.



Kuva 4.10. Kuormakaistojen sijoittuminen Liisanniemensillalle.

4.2.1 Tarkasteltavat detaljit

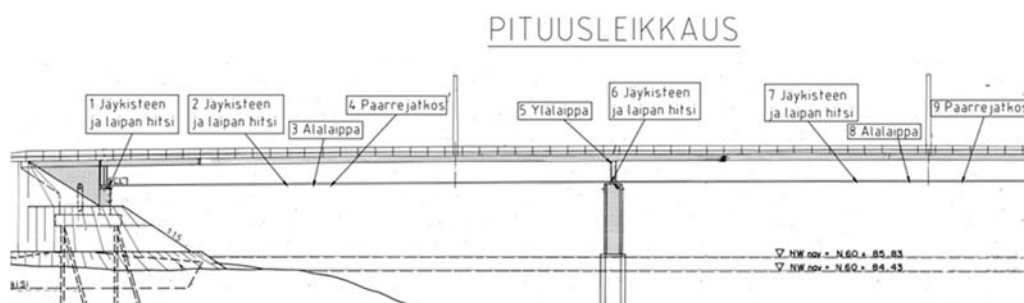
Liisanniemensillalla tutkittaviksi detaljeiksi valittiin yhteensä yhdeksän rakenneyksityiskohtaa sillan pääpalkista. Kuten Melttusen sillalla, myös nyt pääpalkkien rasitukset ovat keskenään yhtä suuret, sillä simulointikaistat sijaitsevat sillan poikkisuunnan keskikohdan suhteen symmetrisesti.

Väsymistarkastelu suoritettiin ainoastaan vasemman puoleisessa pääpalkissa. Koska silta on pituussuunnassa keskipisteensä suhteen symmetrinen, jätettiin viimeinen silta-aukko tarkastelematta. Tarkasteltavat rakenneyksityiskohdat olivat seuraavat:

1. Jäykisteen ja alapaarten välinen liitos maatuella poikkiristikon R1 kohdalla
 - väsymisluokka 80 MPa
2. Jäykisteen ja alapaarten välinen liitos poikkiristikon R2 kohdalla, pituussuunnassa noin etäisyyden $0,4L_1$ päässä sillan päästä. Tässä L_1 on ensimmäisen aukon jännemitta.
 - väsymisluokka 80 MPa
3. Alalaippa sillan ensimmäisessä aukossa, pituussuunnassa noin etäisyyden $0,4L_1$ päässä sillan päästä. Tässä L_1 on ensimmäisen aukon jännemitta.
 - väsymisluokka 112 MPa
4. Parrejatkos sillan ensimmäisessä aukossa, lohkojen 1 ja 2 välillä, noin etäisyyden $0,45L_1$ päässä sillan päästä. Tässä L_1 on ensimmäisen aukon jännemitta.
 - väsymisluokka 90 MPa
5. Ylälaippa välituella
 - väsymisluokka 112 MPa

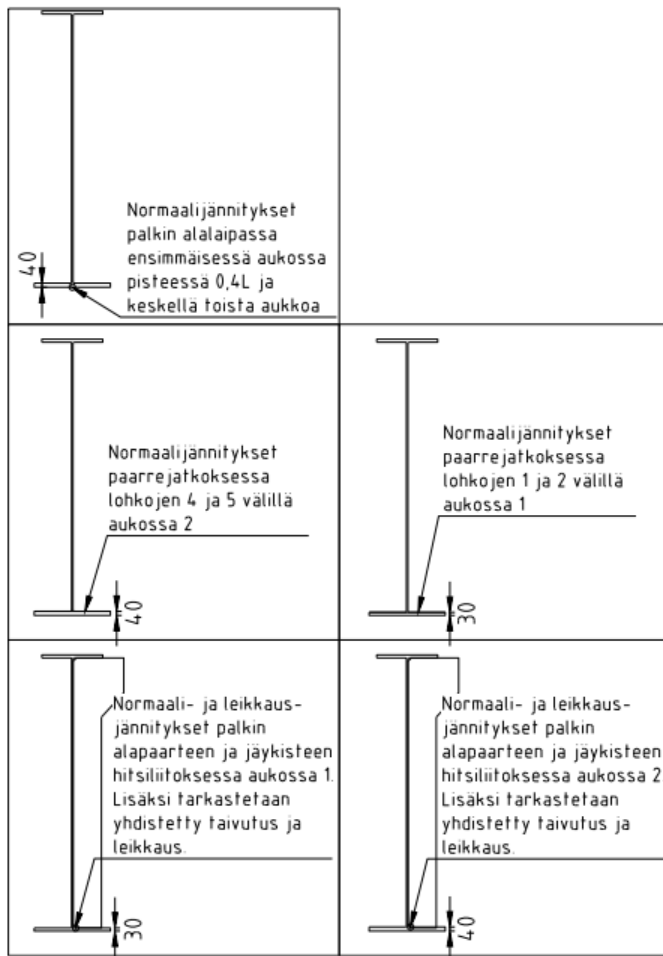
6. Jäykisteen ja alapaarten välinen liitos välituella poikkiristikon R4 kohdalla
 - väsymisluokka 80 MPa
7. Jäykisteen ja alapaarten välinen liitos poikkiristikon R2 kohdalla, pituussuunnassa noin etäisyyden $0,5L_2$ päässä sillan ensimmäisestä välituesta. Tässä L_2 on toisen aukon jännemitta.
 - väsymisluokka 80 MPa
8. Parrejatkos sillan toisessa aukossa, lohkojen 4 ja 5 välillä, noin etäisyyden $0,55L_2$ päässä sillan ensimmäisestä välituesta. Tässä L_2 on toisen aukon jännemitta.
 - väsymisluokka 90 MPa
9. Alalaippa sillan toisessa aukossa, pituussuunnassa noin etäisyyden $0,5L_2$ päässä sillan ensimmäisestä välituesta. Tässä L_2 on toisen aukon jännemitta.
 - väsymisluokka 112 MPa

Tarkasteltavat pisteet on esitetty sillan pääpalkin pituusleikkauksessa kuvassa 4.11. Aukoissa 1 ja 2 sijaitsevilla tarkastelupisteillä tutkittiin rakenteen väsymiskestävyyttä taivutuksesta aiheutuvia jännitysvaihteluja vastaan. Lisäksi jäykisteiden ja alapaarteiden liitoksissa tarkasteltiin väsymiskestävyyttä pisteisiin kohdistuvia leikkausjännityksiä sekä yhdistettyjä taivutuksia ja leikkauksia vastaan. Maatuella tarkasteltiin ainoastaan jäykisteen ja alapaarten liitokseen leikkausvoimista aiheutuvia jännitysvaihteluita. Välituella vastaavassa detaljissa puolestaan tarkasteltiin tämän lisäksi myös taivutusjännitysvaihtelusta sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvaa väsymistä. Lisäksi välituella tarkasteltiin myös palkin ylälaipan kestävyyttä tukimomentin vaihtelun aiheuttamaa väsymistä vastaan.



Kuva 4.11. Liisanniemensillan tarkasteltavat pisteet sillan pituusleikkauksessa.

Kuvassa 4.12 Liisanniemensillan tarkastelupisteet on esitetty kulloinkin tarkasteltavan palkin poikkileikkauksessa.



Kuva 4.12. Liisanniemensillan tarkasteltavat pisteet kulloinkin tarkasteltavan palkin poikkileikkauksessa.

Väsymistarkastelun lisäksi tarkasteltiin sekä suunnittelukuormista että simuloinnista aiheutuvia tukireaktioita sillan maa- ja välituilla. Tukireaktioiden kohdalla ei kuitenkaan määritelty niiden väsyttävää vaikutusta, vaan arviointi tehtiin suoraan aiheutuvien rasitusten perusteella.

4.2.2 Väsymistarkastelu

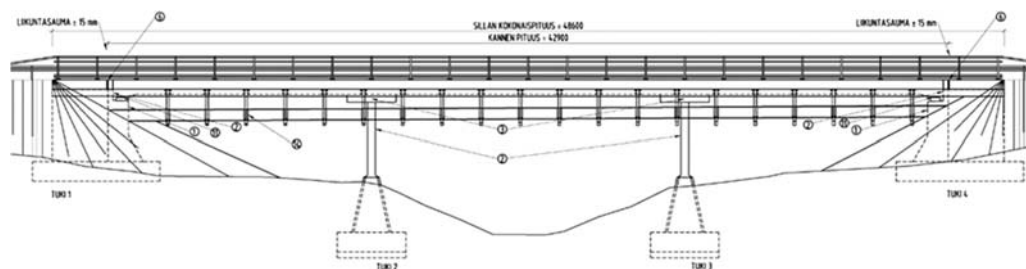
Liisanniemensillan väsymistarkastelu suoritettiin samalla periaatteella, kuin Melttusen sillalla. Standardin EN 1993-1-9 taulukoista 8.1, 8.3 ja 8.4 [6] saatiin tutkittaville rakenneyksityiskohdille niiden väsymisluokat. Väsymisluokat olivat samat kuin Melttusen sillan tarkastelluilla rakenneyksityiskohdilla. Pääpalkin alalaipan tarkastelussa väsymisluokkana käytettiin 112 MPa. Pääpalkin lohkoliitoksessa alapaarteiden välisessä hitsiliitoksessa väsymisluokkana käytettiin 90 MPa. Jäykisteen ja alapaarteen välisen hitsiliitoksen väsymisluokka oli 80 MPa. Koon vaikutuksen huomioiva kerroin k_s otettiin väsymistarkastelussa huomioon kaikissa detaljeissa, sillä kaikkien tarkastelujen rakenneosien paksuus oli yli 25 mm.

Liisanniemensillan väsymistarkastelu taivutus- ja leikkausjännitysvaihteluista aiheutuvan väsymisen suhteen tehtiin samoin kuin toisen tarkasteltavan liittopalkkisillan, Melttusen sillan kohdalla. Taivutusjännitysvaihteluista aiheutuvaa väsymistä tarkasteltiin kaavojen 4.9–4.12 avulla. Leikkausjännitysvaihteluista aiheutuvan väsymisen

tarkastelu tehtiin kaavoilla 4.13–4.14. Lisäksi tarkastettiin yhdistetyn taivutuksen ja leikkauksen aiheuttaman jännitysvaihtelun täyttävän ehdon 4.15. Kuten leikkausjännitysvaihtelua, myös yhdistettyä taivutusta ja leikkausta tarkasteltiin uuman ja poikki-ristikon hitsiliitoksissa.

4.3 Vähäjoen silta (Bjl)

Vähäjoen silta on Turussa sijaitseva vesistösilta, joka on siltatyypiltään teräsbetoninen jatkuva laattasilta. Silta on Tielaitoksen hyväksymien tyyppipiirustusten mukainen tyyppisilta. Sillan hyötyleveys on 10,00 m. Silta on kolmiaukkoinen ja sen jännemitat ovat 12,80 m + 16,00 m + 12,80 m. Laatan paksuus poikkileikkauksessa vaihtelee välillä 571...660 mm. Silta on suunniteltu vuonna 1960 kuormitukselle AI ja sen välitukia on vahvistettu vuonna 2014. Lisäksi sillalle on tehty perusparannus päällysrakenteen osalta vuonna 2015. Vuoden keskimääräinen vuorokausiliikenne sillalla on 16 498 ajoneuvoa (laskettu 2016). Tästä 9 % on raskasta liikennettä. Sillan pituusleikkaus on esitetty kuvassa 4.13.



Kuva 4.13. Vähäjoen sillan pituusleikkaus.

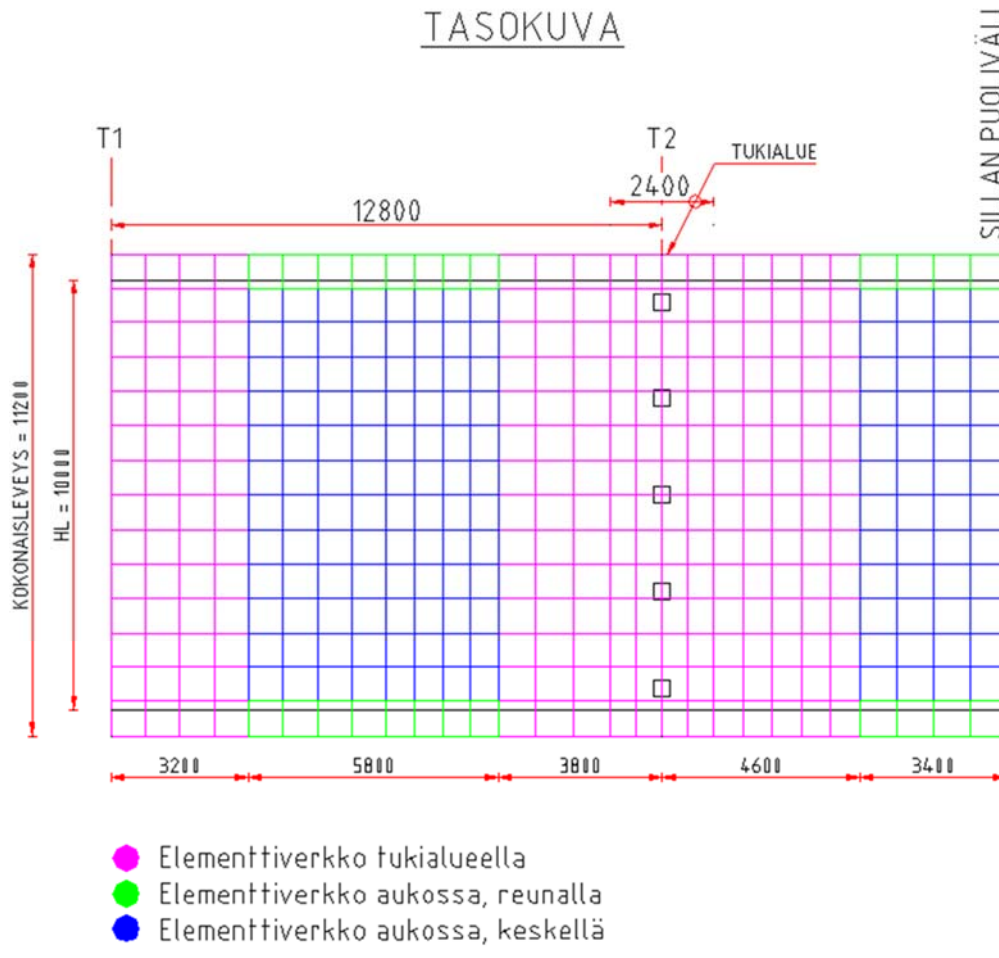
Sillan poikkileikkausten lähtöarvot on esitetty taulukossa 4.7.

Taulukko 4.7. Vähäjoen sillan väsymislaskennan lähtöarvot.

	Aukossa	Tuella
Elementtityyppi	Thick shell	Thick shell
Laatan korkeus h [mm]	615	660
Suojabetoni c [mm]	25	25
Tarkasteltavan raudoituksen ala vedetyllä puolella A_s [mm ²]	3800	3800*
Laatan tehollinen korkeus d [mm]	579,0	627,5
Betonin kimmokerroin E_{cm} [MPa]	31 476	31 476
Betoniteräksen kimmokerroin E_s [MPa]	200 000	200 000
Väsytyskuormitetun betoniteräksen osavarmuuskerroin $\gamma_{S,fat}$	1,15	1,15
Väsytyskuormien osavarmuuskerroin $\gamma_{F,fat}$	1,00	1,00

*) Tuella tarkasteltavan raudoituksen alassa huomioitu kannen yläpinnan pääraudoituksen lisäksi tukien kohdalla laatan yläpintaan nostetut lisäteräksset.

Vähäjoen siltaa tarkasteltiin siitä luodun Lusas – mallin avulla. Sillan kannelle luotiin elementtiverkot erikseen aukkojen reuna-alueille, aukkojen keskelle ja tukialueille. Elementtityyppinä käytettiin koko sillalla Thick shell – elementtiä. Periaatekuva Vähäjoen sillalta luodusta rakennemallista on esitetty kuvassa 4.14.

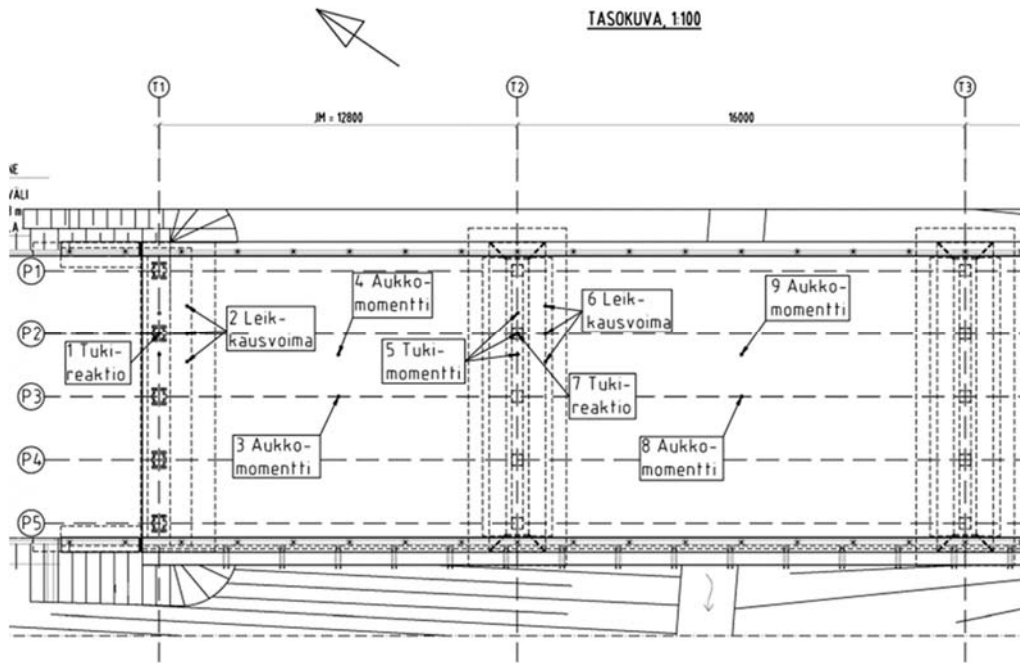


Kuva 4.14. Elementtiverkko Vähäjoen sillasta luodussa Lusas –mallissa.

Kuvan 4.15 mukaisesti sillan kannen paksuus aukon keskilinjalla on 660 mm ja pienee tästä sillan reunaan kohden arvoon 570 mm. Lisäksi sillan alkuperäisten suunnitelmien mukaan tukialueella kannen paksuus on 50 mm suurempi kuin aukossa. Tukialue käsittää tässä alueen, jonka pituus on kummankin välituen kohdalla 1,2 metriä sillan tukien molemmin puolin (kuva 4.14). Sillan alkuperäisten suunnitelmien mukaan sen maatuissa on käytetty B betonia K-250 ja välituen pilareissa sekä kannessa A betonia K-300. Sillan maatuille mallinnettiin alkuperäisten suunnitelmien mukaisesti liikkuvat laakerit. Laakeritukien poikkileikkausala oli 0,5 m². Välitukina puolestaan käytettiin poikkileikkaukseltaan neliön muotoisia pilareita, jotka luotiin malliin niveltukina. Välitukipilarin poikkileikkaus oli 380 x 380 mm.

Sillalle sijoitettiin kuormakaistat 1s, 2s, 1t ja 2t kuvan 27 mukaisesti. Kaistat 1t ja 2t kuvaavat todellisen ajoneuvoliikenteen sijoittumista sillalle, ja niille sijoitettiin simulointikuormat. Suunnittelukuormat sijoitettiin standardin SFS-EN 1991-2 [3] mukaisesti kaistoille 1s ja 2s. Kuormat sijoitetaan 3,0 m leveille kuormakaistoille keskeisesti.

Aukkomomenttien lisäksi influenssiviivat määriteltiin välituen tukimomentille, maa- ja välitukien tukireaktioille sekä maa- ja välitukien leikkausvoimille. Liitteen 3 influenssiarvojen perusteella näiden rasituskuorien kohdalla kaistakohtaisten influenssiviivojen keskinäiset erot vaihtelevat sillan pituussuunnassa vielä selkeämmin kuin sillan reunapisteiden momentin tapauksessa.



Kuva 4.16. Vähäjoen sillalla tarkasteltavat pisteet sekä näissä tarkasteltavat rasi-
tukset aukoissa 1 ja 2.

Tukimomenttia tarkasteltiin tukilinjalla T2 ja tukireaktiota tukilinjalla T1 sekä T2 kuvan 4.16 mukaisella pilarilinjalla 2. Pilarilinja 2 valittiin tarkasteltavaksi, sillä tällä linjalla pilareihin aiheutuu suurimmat tukimomentit ja – reaktiot yksittäisen akselin kulkiessa kaistalla 1t. Tukimomentin tasaamiseksi oletettiin sen jakautuvan leveydelle b_{sls} . Käyttörajoituksissa tämä leveys voidaan olettaa seuraavaksi [8]:

$$b_{sls} = D + d + 1,6, \quad (4.12)$$

jossa D on neliön mallisen pilarin tapauksessa pilarin sivumitta tarkasteltavassa suunnassa d on kansilaatan tehollinen korkeus pituussuunnassa

Kaavan 4.12 perusteella tukimomentin oletettiin jakautuvan 1314 mm leveydelle. Käytännössä tämä toteutettiin laskemalla tukimomentti M_{sls} – mallin elementtiverkon kolmen vierekkäisen solmupisteen keskiarvona.

Tässä tutkimuksessa laattasillalta tarkastelluissa momenteissa huomioitiin ainoastaan momentti M_x . Vääntömomentti M_{xy} jätettiin siis tarkasteluissa huomioimatta, koska sillä ei katsottu tuella ja aukon keskellä olevan kovinkaan suurta merkitystä.

Rakenteeseen kohdistuvan leikkausvoiman tarkastelu tehtiin pilarilinjalla 2 pilareiden läheisyydessä. Myös leikkausvoima määriteltiin laajemmalla pistejoukolla, jotta tarkastelu ei tapahtuisi liian pistemäisesti. Tarkastelussa huomioitiin M_{sls} – mallin elementtiverkon kolmen vierekkäisen solmupisteen leikkausvoimien keskiarvo.

Vähäjoen sillalla arvioitiin ainoastaan aukko- ja tukimomenttivaihteluista aiheutuvien taivutusjännitysvaihtelujen väsyttävää vaikutusta. Tukireaktioiden sekä leikkausvoimien tarkastelussa keskityttiin ainoastaan vertailemaan simulointi- ja suunnittelu-kuormista aiheutuvia rasituksia keskenään. Näiden rasitus suureiden kohdalla rasitusvaihtelun aiheuttamaa väsymisvauriota rakenteessa ei siis tarkasteltu lainkaan.

4.3.2 Väsymistarkastelu

Tässä tutkimuksessa ei tarkasteltu betonin väsymistä. Teräsbetonirakenteella väsyminen ei useinkaan mitoiteta rakennetta, mutta raudoituksen väsymiskestävyys on osoitettava, kun rakenteeseen kohdistuu merkittäviä säännöllisiä kuormitusjaksoja [8]. Raudoituksen väsymiskestävyys riittävyys tarkastetaan vertaamalla Palmgren-Minerin säännön mukaisesti ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä raudoituksen väsymiskestävyys-teen. Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin ainoastaan suoria ja taivutettuja betoniterästankoja, joiden S-N -käyrien parametrien arvot on esitetty taulukossa 4.8. Taulukossa on kuitenkin esitetty myös S-N -käyrien parametrit myös hitsattujen tankojen sekä jatkoskappaleiden osalta. Suorille ja taivutetuille betoniterästangoille väsymislukuus 162,5 MPa määritellään jännityssyklien määrän ollessa 10^6 . [12]

Taulukko 4.8. Tutkittavien betoniterästen S-N-käyrien parametrien arvot.

Betoniteräksen tyyppi	N*	Jännityksen eksponeentti		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) jännitysjaksojen määrän ollessa N*
		k1	k2	
Suorat ja taivutetut	10^6	5	9	162,5
Hitsatut tangot	10^7	3	5	58,5
Jatkoskappaleet	10^7	3	5	35

Taulukosta 4.8 havaitaan, että hitsatuilla tangoilla ja jatkoskappaleilla S-N – käyrien kulmakertoimet ovat pienemmät kuin suorilla ja taivutetuilla terästangoilla. Myös väsymislukuus määritellään näillä terästyypeillä eri pisteestä käyrää kuin suorilla ja taivutetuilla tangoilla. Tämän vuoksi eri terästyyppien väsymislukuja ei suoraan voida verrata toisiinsa, vaikkakin väsymislukuja suuruusluokasta jo havaitaan niiden olevan hitsatuilla tangoilla ja jatkoskappaleilla huomattavasti suorien ja taivutettujen tankojen arvoja pienempiä.

Ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä laskettaessa oletettiin poikkileikkauksen olevan halkeillut. Tällöin betonilla ei oletettu olevan vetolujuutta, vaan kaikki rakenteeseen kohdistuvat vetojännitykset otettiin vastaan betoniteräksillä. Rakenteen leikkausteräksiin ei kohdistu leikkausvoimia, joilla olisi merkittävää väsyttävää vaikutusta. Tässä tutkimuksessa keskityttiin siis tarkastelemaan sillan aukko- ja tukimomenteista aiheutuvia taivutusjännitysvaihteluita.

Väsymistarkastelussa poikkileikkausta väsyttävä kuorma kerrottiin väsytyskuormien osavarmuuskertoimella $\gamma_{F,fat}$, jonka suositusarvo on 1,0 [12]. Lisäksi teräksen väsymiskestävyys jaettiin väsytyskuormitettujen betoni- ja jänneterästen osavarmuuskertoimella $\gamma_{S,fat}$. Yleisesti suositellaan betoniteräkselle käytettävän normaalisti vallitsevien mitoitustilanteiden osavarmuuslukua 1,15. [12]

Taivutusjännitys

Taivutetun rakenteen mitoitus perustuu olettamukseen, että betoni on halkeillut aina neutraaliakseliin asti ja ainoastaan teräkset toimivat rakenteen vedetyllä puolella [13]. Momentista aiheutuvat taivutusjännitykset rakenteen vetopuolen betoniteräksissä voidaan määritellä seuraavasti [14]:

$$\sigma = \frac{M}{A_s * z} = \frac{M}{A_s * (d - \frac{x}{3})} \quad (4.13)$$

jossa M on sillalle aiheutuva momentti

A_s on poikkileikkauksen raudoituksen pinta-ala

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

x on poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus

Kun poikkileikkaus oletetaan halkeilleeksi ja tarkasteltavana on ainoastaan poikkileikkauksen vetorautoitus, voidaan puristusvyöhykkeen korkeus laskea kaavan 4.14 avulla [14].

$$x = \alpha * d * \rho * \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha * \rho}} - 1 \right), \quad (4.14)$$

jossa α on poikkileikkauksen materiaalien kimmokerroinsuhde E_s / E_{cm}

ρ on geometrinen raudoitussuhde $A_s / (d * b)$

Varmuus betoniteräksen väsymistä vastaan voidaan todentaa vertaamalla siihen kohdistuvaa jännitystä materiaalin S-N-käyrän mukaiseen väsymislujuuteen.

$$\frac{\Delta \sigma_E * \gamma_{F,fat}}{\Delta \sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}} < 1 \quad (4.15)$$

5 Tulokset

Simuloinnista ja laskelmista saatiin sekä todellisen liikenteen että suunnittelukuormien aiheuttamat rasitukset tutkituilla silloilla. Rakenneterästen väsymistarkastelussa simuloinnista aiheutuvien rasitusten tarkastettiin täyttävän ehdot 4.3 ja 4.4. Siltakohdaiset tulokset on esitetty kappaleissa 5.1, 5.2 ja 5.3. Simuloinnista saatavia rasituksia verrattiin suunnittelukuormakaaviosta LM1 sekä väsytytkuormakaavioista FLM1 ja FLM3 aiheutuviin rasituksiin.

Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI 1 [7] ohjeistetaan sijoittamaan suunnittelukuormat tarkasteltavan sillan poikkisuunnassa siten, että saavutetaan määräävä vaikutus. Tämä tarkoittaa suunnittelukuormien sijoittamista aivan sillan hyötyleveyden reunaan, tässä työssä esitellyille kaistoille 1s ja 2s. Tässä työssä tarkasteltiin lyhyesti, millainen vaikutus tarkastelupisteisiin aiheutuviin rasituksiin olisi suunnittelukuormien sijoittamisella suunnittelukaistojen sijaan simulointikaistoille.

Simuloinnista kerättiin kunkin sillan rasitushistoria 100 simulointikierroksesta (=100 vuodesta). Näistä määritettiin ekvivalentti rasitusvaihtelu, jota käytettiin väsymistarkastelun lähtötietona. Liittopalkkisilloilla tehtiin myös väsymistarkastelu kuvittelemalla väsymisen kannalta kriittisimmät detaljit suurimpien väsyttävien jännitysvaihteluiden vaikutusalueille. Väsymisen kannalta kriittisimmillä detaljeilla käsitetään tässä rakenneyksityiskohdat, joiden väsymislukua on pienin. Teräsbetonisen laattasillan kohdalla tällaista kriittisimpien detaljien väsymistarkastelua ei ollut aiheellista suorittaa, sillä suorien betoniterästen väsymiskestävyys on kaikissa detaljeissa vakio.

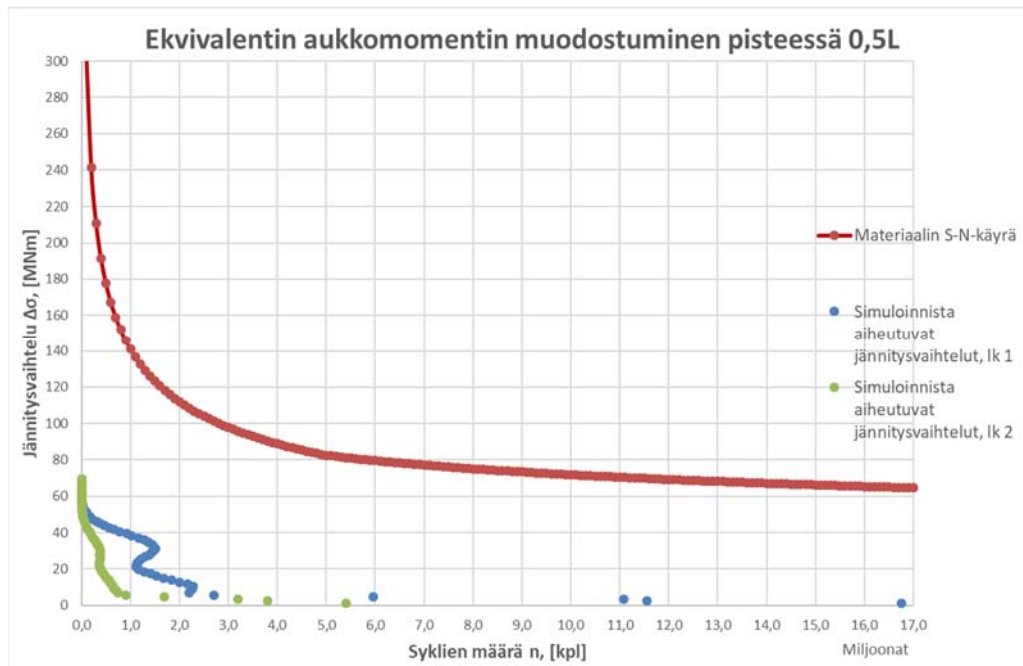
Liittopalkkisilloista luotiin arinamallit ja tarkasteltiin myös sitä, miten arinapalkkien vääntöjäykkyyden pienentäminen vaikuttaa rasitusten jakautumiseen. Vaikutusta tarkasteltiin influenssiviivojen kautta. Arinapalkkien vääntöjäykkyyttä pienennettiin lähelle nollaa ja havaittiin, ettei tällä juuri ollut vaikutusta influenssiarvoihin. Muutosta influenssiarvoihin ei syntynyt yhdenkään rasitussuureen kohdalla edes yhtä prosenttia.

5.1 Melttusen silta (Tpbl)

5.1.1 Simuloinnista aiheutuvien rasitusvaihteluiden jakauma

Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin arvioimiseksi simulointiohjelma luo asteikon erilaisista simuloinnista aiheutuvista rasitusvaihtelun arvoista. Kukin syntynyt rasitussykli sijoittuu rasitusvaihtelunsa perusteella jollekin asteikon portaista. Tässä luvussa tarkastellaan sitä, minkä suuruisia rasitusvaihteluita simuloinnista aiheutuu ja kuinka monta kertaa mikäkin rasitusvaihtelu tapahtuu tarkastellun kuormitusjakson aikana. Tarkastellaan Melttusen sillan keskipisteeseen, sillan pääpalkin alapaarteeseen aiheutuvia momenttivaihteluita. Simuloinnista aiheutuvat momenttivaihtelut on muutettu jännitysvaihteluiksi kappaleen 4.1.2 mukaisesti. Tällöin saatuja jännitysvaihteluita ja niitä vastaavia syklimääriä voidaan verrata teräksen S-N-käyrissä esitettyihin jännitysvaihteluihin ja näitä vastaaviin syklimääriin. Tarkastelussa on huomioitu jokainen simuloinnista 100 vuoden aikana aiheutunut, kokonainen rasitussykli.

Seuraavissa kuvaajissa on esitetty sinisinä pisteinä se, montako kuhunkin jännitysvaihteluväliin sijoittuvaa jännityssykliä simuloinnin aikana tapahtuu. Punaisilla piste-
viivoilla on esitetty tarkasteltavan rakenneteräksen väsymisloukan 112 MPa mukainen S-N-käyrä. Pystyakselilla on kuvattu jännitysvaihtelun suuruus ja vaaka-akselilla syklien lukumäärä miljoonina. Huomattavaa on, että kuvaajien akselit eivät ole logaritmit, kuten standardissa EN-1993-1-9 esitetyissä S-N-käyrissä. Kuvaajat on esitetty erikseen liikenneluokassa 1 ja liikenneluokassa 2 tehdyistä tarkasteluista.



Kuva 5.1. Simuloinnista aiheutuvien jännitysvaihtelujen jakautuminen suhteessa materiaalin S-N-käyrään liikenneluokissa 1 ja 2.

Kuten kuvasta 5.1 havaitaan, ovat simuloinnista aiheutuvat jännitysvaihtelut varsin pieniä verrattuna materiaalin S-N-käyrään. Kappaleessa 5.4 on tarkasteltu sitä, millainen vaikutus pienimpien, alemman väsymisrajan alapuolisten jännitysvaihteluiden leikkaamisella olisi ekvivalentin jännitysvaihteluvälin muodostamisessa. Pienemmän liikennemäärän seurauksena myös jännityssyklien määrä liikenneluokassa 2 on selvästi pienempi kuin liikenneluokassa 1. Molemmissa liikenneluokissa yli 40 % jännityssykleistä sijoittuu jännitysvaihtelunsa puolesta kolmelle alimmalle asteikon jännitysvaihteluvälille. Suurimman jännitysvaihtelun omaavia syklejä on määrällisesti vain vähän.

5.1.2 Väsytytkuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 toimivuus

Simuloinnista sekä väsytytkuormakaavioilla saatuja rasituksia verrattiin suunnittelu-
kuormakaavioilla saataviin rasituksiin. FLM3-kuormakaaviolla lasketut rasitukset kerrottiin ennen vertailua λ - kertoimilla, jotka määriteltiin kappaleen 2.5.4 mukaan erikseen liikenneluokalle 1 ja 2. Vauriokertoimet olivat yhtä suuret taivutus- ja leikkausjännityksiä tarkasteltaessa. Määräävät vauriokertoimet molemmissa liikenneluokissa on esitetty taulukossa 5.1. Kuormakaavion FLM3 ensimmäisen ja toisen ajoneuvon väliseksi etäisyydeksi on tässä tarkastelussa päätetty 40 m. Koska Melttusen sillan pituus on 38 m, ei kuormakaavion FLM3 toista ajoneuvoa ole huomioitu laskelmissa.

Taulukko 5.1. Määräävät vauriokertoimet tutkittavissa liikenneluokissa.

Liikenneluokka	JM	Määräävä vaurio- kerroin aukossa	Määräävä vaurio- kerroin tuella
LL1	38 m	1,93	1,51
LL2	38 m	1,45	1,14

Taulukossa 5.2 on verrattu väsytytkuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasituksia suunnittelukuorman LM1 aiheuttamiin rasituksiin.

Taulukko 5.2. Väsytytkuormakaavioista aiheutuvat suhteelliset rasitukset suunnittelukuormakaaviosta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Sekä väsytytys- että suunnittelukuormakaaviot on tässä sijoitettu suunnittelukaistoille.

	FLM1/LM1	FLM3/LM1	FLM3/LM1
$M_{0,25}$	0,52	0,65	0,49
$M_{0,5}$	0,52	0,62	0,47
Q_0	0,52	0,53	0,40
$Q_{0,25}$	0,56	0,76	0,57

Liikenneluokassa 1 väsytytkuormakaavio FLM3 aiheuttaa sillalle suuremmat rasitukset kuin väsytytkuormakaavio FLM1. Liikenneluokassa 2 tulokset ovat vastakkaiset muuten paitsi sillan neljännespisteen leikkausrasitusten kohdalla.

Taulukossa 5.3 on esitetty simuloinnista aiheutuvien rasitusten vertailu suunnittelukuormilla laskettuihin rasituksiin.

Taulukko 5.3. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelukuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu suunnittelukaistoille.

	Liikenneluokka 1			Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
$M_{0,25}$	0,48	0,92	0,85	0,38	0,72	0,89
$M_{0,5}$	0,50	0,97	0,94	0,39	0,75	0,96
Q_0	0,44	0,84	0,96	0,34	0,65	0,99
$Q_{0,25}$	0,48	0,86	0,74	0,38	0,68	0,79

Taulukon 5.3 perusteella simulointitulokset jäävät kaikkien tarkasteltujen rasitussuureiden kohdalla pienemmiksi kuin suunnittelukuormista aiheutuvat rasitukset. Huomattavaa tuloksissa on se, että simuloitujen rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin kasvaa siirryttäessä liikenneluokasta 1 luokkaan 2. Väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin vaikuttaa kappaleen 2.4.1 mukaisesti myös ekvivalentti vauriokerroin, jonka suuruus riippuu muun muassa liikenteen määrästä. Liikennemäärän vähentyessä pienenee myös ekvivalentti vauriokerroin. Liikenneluokassa 2 simuloitujen rasitukset ovat 20–23 % pienempiä kuin liikenneluokassa 1. Väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset puolestaan pienenevät 25 % siirryttäessä liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2. Tulosten perusteella siis liikennemäärän vähentyessä simuloinnista aiheutuvat rasitukset sillalla pienenevät maltillisemmin

kuin väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset. Tästä seuraa, että simuloitujen rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on suurempi liikenneluokassa 2.

5.1.3 Väsymistarkastelu

Simuloidun liikenteen aiheuttamien jännityssyklien vaikutusta rakenteen väsymiskesävytyteen tarkasteltiin yhteensä neljässä detaljissa sillan toisessa teräspalkissa. Laskennan tulokset on esitetty liitteessä 1. Palkkien alalaipoissa sekä paarrejatkokseissa saadut tulokset on esitetty kukin omalla tulostussivullaan. Näissä detaljeissa väsymisaste määriteltiin käyttäen kaavaa 4.8. Uuman ja jäykisteen hitsiliitoksesta saadut tulokset on esitetty kahdella sivulla (taulukot 5.4a ja 5.4b). Tässä tarkasteltiin mitoitus-ehdojen 4.8, 4.10 sekä 4.11 toteutuminen. Tulokset on esitetty sekä liikenneluokassa 1 että liikenneluokassa 2. Melttusen silta kuuluu liikenneluokkaan 2, joten tämän luokan mukaiset väsymisasteet on lihavoitu.

Taulukko 5.4a, Detaljin taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuvan väsymisen tarkastelu.

Perustiedot		
Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Uuman ja jäykisteen hitsiliitos	
Sijainti	$x =$	$0,33 \times L$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_C [N/mm^2] =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w [mm] =$	16
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuysluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuysluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoni-ala	$A_c [mm^2] =$	968 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	75 510
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta	$e_{oi} [mm] =$	1552
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	$1,65 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{jäykiste} [MNm] =$	5,19
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	46,59
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{C,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,79
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{jäykiste} [MNm] =$	4,04
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	36,31
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{C,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,61

Taulukko 5.4b. Detaljin leikkausjännitysvaihtelusta sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvan väsymisen tarkastelu.

Leikkausjännitykset		
Teräspalkin uuman korkeus	h_w [mm] =	1 750
Teräspalkin uuman paksuus	t_w [mm] =	16
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{j\ddot{a}ykiste}$ [MN] =	0,38
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²] =	13,43
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{FF} / (\Delta \tau_c / \gamma_{MF}) =$	0,23
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{j\ddot{a}ykiste}$ [MN] =	0,29
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²] =	10,50
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{FF} / (\Delta \tau_c / \gamma_{MF}) =$	0,18
Yhdistetty taivutus ja leikkaus		
Liikenneluokka 1		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,49
Liikenneluokka 2		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,23

Taulukon 5.4a mukaisesti tulosten ensimmäisessä ruudukossa on lyhyesti esitetty perustiedot tarkasteltavasta detaljista. Detaljin sijainti on esitetty etäisyytenä sillan päästä. Tämän perään on taulukoiden 5.4a ja 5.4b mukaisesti taulukoitu itse väsymistarkastelun tulokset muutaman välivaiheen kautta. Tulosten lopuksi on tehty yhdistetyn taivutuksen ja leikkauksen tarkastelu, jossa väsymisaste on laskettu mitoitusohjeen 4.11 avulla.

Suurimmat rasitukset syntyivät pituussuunnassa sillan keskelle. Taivutusjännitysten tarkastelussa tässä pisteessä saavutettiin myös suurimmat väsymisasteet. Liikenneluokassa 1 väsymisaste oli 81 % ja liikenneluokassa 2 63 %. Taulukkoon 5.5 on koottu kunkin Melttusen sillan tarkastellun detaljin väsymisasteet. Väsymisasteet on ilmoitettu molemmissa liikenneluokissa.

Taulukko 5.5. Väsymisasteet Melttusen sillan eri detaljeissa liikenneluokissa 1 ja 2.

	Väsymisaste [%]	
	Liikenneluokka	Liikenneluokka
Normaalijännitysvaihtelusta aiheutuva väsyminen		
Alalaippa, 0,25L	59	46
Alalaippa, 0,5L	81	63
Paarrejatkos, 0,33L	77	60
Uuman ja jäykisteen liitos, 0,33L	79	61
Leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuva väsyminen		
Uuman ja jäykisteen liitos, 0,33L	23	18
Yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuva väsyminen		
Uuman ja jäykisteen liitos, 0,33L	49	23

Uuman ja jäykisteen hitsiliitoksessa väsymisasteet olivat vain hieman sillan keskipisteessä alalaipan väsymisastetta pienempiä. Taivutusjännitysten tarkastelussa väsymisaste tässä liitoksessa oli liikenneluokassa 1 79 % ja liikenneluokassa 2 61 %. Leikkausjännitysten tarkastelussa väsymisasteet jäivät varsin pieniksi, suurimmillaankin vain 23 %:iin. Taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuva väsymisaste oli paarrejatkoksessä lähes yhtä suuri kuin uuman ja jäykisteen hitsiliitoksessa. Nämä detaljit sijaitsivat sillan pituussuunnassa samassa pisteessä, joten niihin aiheutuvat rasitukset olivat myös yhtä suuret. Ero detaljien välisissä väsymisasteissa aiheutuu detaljien väsymisluokkien erosta.

Melttusen sillan alkuperäisten suunnitelmien mukaan siinä käytetyn rakenneteräksen lujuus on 385 MPa. Tällöin ehdot 4.3 ja 4.4 toteutuvat kaikissa tarkasteltavissa detaljeissa.

5.1.4 Kuormakaistojen sijainnin merkitys

Vertailun vuoksi suunnittelukuormat sijoitettiin myös kuvan 4.4 mukaisille simulointikaistoille 1t ja 2t. Tällöin saatavia rasituksia verrattiin rasituksiin, jotka aiheutuvat suunnittelukuorman sijaitessa suunnittelukaistoilla 1s ja 2s. Kuten Vähäjoen sillalla, tässä suunnittelukuormista aiheutuvia rasituksia tarkasteltiin kuorman sijaitessa sillalla sellaisessa pisteessä, että siitä aiheutui suurin mahdollinen rasitusvaihtelu. Taulukossa 5.6 on esitetty vertailun tulokset suunnittelu- ja väsytytkuormittain. Taulukon ensimmäisessä sarakkeessa on esitetty rasitukset, jotka aiheutuvat suunnittelukuorman LM1 sijaitessa simulointikaistalla. Seuraavassa sarakkeessa on esitetty vastaavat rasitukset kuorman sijaitessa suunnittelukaistalla. Viimeisessä sarakkeessa on esitetty prosentteina se, paljonko simulointikaistoilta aiheutuvat rasitukset ovat suunnittelukaistoilta aiheutuvista rasituksista.

Taulukko 5.6. Suunnittelukuormakaavion LM1 aiheuttamien suurimpien rasitusvaihteluiden vertailu.

	Sim. kaista	Suun. kaista	Sim.kaista / suun.
$M_{0,25}$	7 706 MNm	10 025 MNm	77 %
$M_{0,5}$	10 215 MNm	13 287 MNm	77 %
Q_0	1 085 MNm	1 411 MNm	77 %
$Q_{0,25}$	697 MNm	911 MNm	76 %

Suunnittelu- ja simulointikaistojen eroa tarkasteltiin myös kaistakohtaisten influenssiivivojen avulla. Influenssiarvot määriteltiin kuten aiemminkin tasaisesti sillan pituussuuntaan sijoitetuissa pisteissä. Liitteessä 1 esitetyistä Melttusen sillan influenssiarvoista havaitaan, että toisin kuin Vähäjoen sillalla, sekä suunnittelu- että simulointikaistoilta aiheutuvien rasitusten keskinäiset suhteet pysyvät tässä aika lailla vakioina koko sillan matkalla. Kaistalta 2s aiheutuvat rasitukset ovat jokaisessa tarkastellussa influenssipisteessä 33–38 % kaistalta 1s aiheutuvista rasituksista. Vastaavasti kaistalta 2t aiheutuvat rasitukset ovat noin 13 % kaistalta 1t aiheutuvista rasituksista.

Tarkasteltaviin pisteisiin aiheutuvat rasitukset pienenevät keskimäärin 11 %, kun suunnittelukuorma siirretään kaistalta 1s kaistalle 1t. Kun kuorma siirretään kaistalta 2s kaistalle 2t pienenevät rasitukset huomattavasti enemmän, keskimäärin 65 %. Vertaataan simuloinnista saatuja rasituksia simulointikaistoille sijoitetuista suunnittelukuormista aiheutuviin rasituksiin. Vertailun tulokset on esitetty liikenneluokittain taulukossa 5.7. Taulukosta on korostettu ne solut, joissa suhteellinen rasitus ylittää arvon 1,00.

Taulukko 5.7. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelukuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu simulointikaistoille.

	Liikenneluokka 1			Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
$M_{0,25}$	0,62	1,21	0,96	0,49	0,94	1,00
$M_{0,5}$	0,65	1,27	1,05	0,51	0,98	1,08
Q_0	0,57	1,10	1,08	0,44	0,85	1,11
$Q_{0,25}$	0,63	1,13	0,84	0,50	0,90	0,88

Koska suunnittelukuormista aiheutuva rasitus sillalla tarkasteltavissa pisteissä pienenee, simulointi- ja suunnittelutulosten välinen suhde kasvaa. Taulukosta 5.7 havaitaan liikenneluokassa 1 simuloitujen rasitusten ylittävän väsytyskuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvat rasitukset monin paikoin. Myös liikenneluokassa 2 simuloitujen rasitukset ylittävät väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset sillan neljännessä pisteeseen aiheutuvaa leikkausvoimaa lukuun ottamatta. Teräsbetonisen laattapalkkisillan poikisuuntaista toimintaa on tutkittu tarkemmin Oulun yliopistossa tehdyssä diplomityössä [26].

5.1.5 Kriittisimpien pisteiden tarkastelu

Melttusen sillalla simuloinnista aiheutuva, suurin taivutusmomentti aiheutuu sillan keskikohtaan. Pienin väsymisluokka puolestaan on uuman ja jäykisteen hitsiliitoksessa. Kuvitellaan tämän detaljien sijaitsevan sillan keskipisteessä, jossa siihen aiheutuvat suurimmat mahdolliset rasitukset. Tarkastellaan nyt uuman ja jäykisteen liitokseen taivutus- sekä leikkauksenjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä ja lisäksi yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvaa väsymistä. Väsymistarkastelun pääkohdat on esitetty taulukoissa 5.8a ja 5.8b.

Taulukko 5.8a. Taivutuksesta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttamat väsymisasteet sillan keskelle kuvitellussa uuman ja jäykisteen liitoksessa.”

	Uuman ja jäykisteen liitos, 0,5L	
	LL 1	LL 2
$M_{0,5}$ [MNm]	6,69	5,17
$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²]	60,76	46,96
Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	80	80
$\gamma_{FF} \times \Delta\sigma_E$ [N/mm ²]	60,76	46,96
$k_s \times \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm ²]	59,26	59,26
$\gamma_{FF} \times \Delta\sigma_E / (k_s \times$	1,03	0,79

Taulukko 5.8b. Leikkausvoimasta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttamat väsymisasteet sillan keskelle kuvitellussa uuman ja jäykisteen liitoksessa.

	Uuman ja jäykisteen liitos,	
	LL 1	LL 2
$Q_{aukko\ 1, jäykiste}$ [MN]	0,36	0,28
$\Delta\tau_E$ [N/mm ²]	12,86	10,00
Väsymisluokka $\Delta\tau_C$	80	80
$\gamma_{FF} \times \Delta\tau_E$ [N/mm ²]	12,86	10,00
$\Delta\tau_C / \gamma_{MF}$ [N/mm ²]	59,26	59,26
$\gamma_{FF} \times \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{MF})$	0,22	0,17

Taulukko 5.8c. Yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttamat väsymisasteet sillan keskelle kuvitellussa uuman ja jäykisteen liitoksessa.

	Uuman ja jäykisteen liitos, 0,5L	
	LL 1	LL 2
$\gamma_{FF} \times \Delta\tau_E /$	0,22	0,17
$\gamma_{FF} \times \Delta\sigma_E /$	1,03	0,79
Mitoitusehto	1,08	0,50

Taulukon 5.8a tuloksista havaitaan, että rakenteen väsymiskestävyys ylittyy liikenne- luokassa 1, kun väsymisen kannalta mitoitettavien piste sijoitetaan suurimpien taivutus- jännitysvaihteluiden alueelle. Taulukon 5.8b mukaisesti puolestaan leikkausjännitys- vaihtelun väsyttävä vaikutus sillalla jää varsin pieneksi. Yhdistetyn taivutus- ja leik- kausjännitysvaihtelun aiheuttama väsymisaste uuman ja jäykisteen liitoksessa ylittää myös arvon 1,0. Tämä johtuu taivutusjännitysvaihtelun aiheuttamasta suuresta väsy- misvauriosta, eikä niinkään leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvasta väsymisestä. Tu- losten perusteella rakenteen väsymiskestävyyden kannalta on oleellista se, millaiseen kohtaan siltaa eri väsymisluokkiin kuuluvat detaljit sijoitetaan.

5.2 Liisanniemensilta (Tjpb1)

5.2.1 Väsytyskuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 toimivuus

Myös Liisanniemensillalle simuloinnista aiheutuvia rasituksia verrattiin suunnittelu- kuormakaaviolla saataviin rasituksiin. FLM3-kuormakaaviolla lasketut rasitukset ker- rottiin ennen vertailua λ – kertoimilla. Vauriokertoimen suuruus riippuu myös tarkas- teltavasta jännemitalasta, joten määräävät kertoimet molemmissa liikenneluokissa on laskettu sekä aukon 1 että aukon 2 jännemitalalla. Määräävät vauriokertoimet on esitetty taulukossa 5.9.

Taulukko 5.9. Määräävät vauriokertoimet tutkittavissa liikenneluokissa.

Liikenneluokka	JM	Määräävä vaurio- kerroin aukossa	Määräävä vaurio- kerroin tuella
LL1	58 m	1,76	1,68
LL2	58 m	1,32	1,27
LL1	72 m	1,64	1,80
LL2	72 m	1,24	1,36

Kuormakaavion FLM3 aiheuttamien rasitusten laskennassa on huomioitu toisen ajo- neuvon vaikutus, mikäli tällöin aiheutuva rasitus on suurempi kuin yhden ajoneuvon vaikutus. Ajoneuvojen välinen etäisyys on 40 m ajoneuvojen keskeltä mitattuna. Kaksi ajoneuvoa aiheuttaa suuremmat rasitukset tukimomentin, tukireaktioiden sekä leik- kausvoimien tarkasteluissa. Aukkomomenttia tarkastellessa toinen ajoneuvo puoles- taan pienentää syntyviä rasituksia, joten näiden tarkasteluissa se jätetään huomioi- matta.

Taulukossa 5.10 on verrattu väsytyskuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasituksia suunnittelukuorman LM1 aiheuttamiin rasituksiin. Väsytyskuormassa FLM3 on huomi- oitu toinen ajoneuvo niissä tapauksissa, joissa kahden ajoneuvon vaikutus on merkit- tävämpi.

Taulukko 5.10. Väsytytkuormakaavioista aiheutuvat suhteelliset rasitukset suunnittelu-kuormakaaviosta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Sekä väsytytys- että suunnittelukuormakaaviot on tässä sijoitettu suunnittelukaistoille.

	FLM1/LM1	FLM3/LM1	FLM3/LM1
M _{a1} , alalaippa	0,48	0,44	0,44
M _{a2} , alalaippa	0,48	0,39	0,39
M _{a1} , jäykiste	0,47	0,44	0,44
M _{a2} , jäykiste	0,47	0,41	0,41
M _{a1} , paarrej.	0,48	0,42	0,42
M _{a2} , paarrej.	0,48	0,39	0,39
M _{välituki}	0,40	0,42	0,31
Q _{välituki}	0,46	0,59	0,44
Q _{maatuki}	0,48	0,76	0,57
N _{välituki}	0,40	0,41	0,31
N _{maatuki}	0,49	0,99	0,74

Saadut vertailuarvot ovat samaa suuruusluokkaa Melttusen sillan vastaavien arvojen kanssa. Liikenneluokassa 1 väsytytkuormakaavio FLM3 aiheuttaa sillalle suuremmat rasitukset kuin väsytytkuormakaavio FLM1. Liikenneluokassa 2 väsytytkuormakaavio FLM1 puolestaan aiheuttaa pääasiassa suuremmat rasitukset kuin FLM3. Ainoat poikkeukset tässä ovat maatuen tukireaktio sekä leikkausvoima, joiden kohdalla aavistuksen suuremmat rasitukset aiheutuvat väsytytkuormakaaviosta FLM3. Taulukossa 5.11 on esitetty simuloinnista aiheutuvien rasitusten vertailu suunnittelukuormilla lasketuihin rasituksiin.

Taulukko 5.11. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset suunnittelukuormakaavioista aiheutuviin rasituksiin, kun väsytytys- ja suunnittelukuormakaaviot on sijoitettu suunnittelukaistoille.

	Liikenneluokka 1			Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
M _{a1} , ala-	0,46	0,96	0,79	0,34	0,71	0,78
M _{a2} , ala-	0,44	0,93	0,86	0,34	0,72	0,89
M _{a1} , jäy-	0,45	0,95	0,76	0,34	0,72	0,76
M _{a2} , jäy-	0,48	1,03	0,89	0,36	0,77	0,89
M _{a1} ,	0,46	0,94	0,82	0,34	0,70	0,81
M _{a2} ,	0,47	0,98	0,91	0,35	0,74	0,91
M _{välituki}	0,30	0,77	0,73	0,22	0,54	0,69
Q _{välituki}	0,35	0,76	0,59	0,26	0,56	0,57
Q _{maa-}	0,42	0,87	0,55	0,31	0,65	0,55
N _{välituki}	0,30	0,76	0,75	0,21	0,54	0,70
N _{maatuki}	0,40	0,81	0,40	0,30	0,60	0,40

Myös taulukon 5.11 tulokset ovat samansuuntaisia toisen tarkastellun liittopalkkisillan, Melttusen sillan, tulosten kanssa. Liikenneluokassa 1 simuloitut rasitukset ylittävät väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset sillan toisessa aukossa jäykisteen ja alapaarteen liitoksessa. Ylitys on kuitenkin niin pieni, että käytännössä tätä voidaan pitää merkityksettömänä.

Liikenneluokassa 2 simuloitut rasitukset ovat 22–30 % pienemmät kuin liikenneluokassa 1. Tästä syystä simuloitujen rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuviin rasituksiin on pienempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Kuten Melttusen sillalla, myös Liisanniemensillalla simuloitujen rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on pääosin suurempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Taulukossa 5.9 esitetyistä, väsytytkuormakaavioon FLM3 liittyvistä ekvivalenteista vauriokertoimista havaitaan kertoimen olevan 25 % pienempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Simuloitut rasitukset puolestaan ovat paikoin jopa 30 % pienemmät liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Tästä johtuen simuloitujen rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin paikoitellen kasvaa siirryttäessä liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2.

5.2.2 Väsymistarkastelu

Simuloidusta liikenteestä aiheutuvien jännitysvaihteluiden väsyttävää vaikutusta arviointiin yhteensä yhdeksässä sillan rakenneyksityiskohdassa. Väsymistarkastelun tulokset on esitetty liitteessä 2. Palkin alalaipan sekä lohkoliitosten tulokset on esitetty jokainen omalla tulostussivullaan. Jokaisen jäykisteen ja alapaarteen hitsiliitoksen tulosten esittämiseen on varattu kaksi tulostussivua (taulukot 5.12a ja 5.12b). Näissä detaljeissa tarkasteltiin taivutus- ja leikkajännitysvaihteluista sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvat väsymisasteet. Tulokset on esitetty molemmissa tarkastelluissa liikenneluokissa. Liikennemäärältään Liisanniemensilta kuuluu liikenneluokkaan 2, joten tämän luokan mukaiset väsymisasteet on kunkin detaljin kohdalla lihavoitu.

Taulukko 5.12a. Detaljin taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuvan väsymisen tarkastelu.

Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Jäykisteen ja alapaarteen liitos, aukko 1	
Sijainti	$x =$	$0,4 \times L1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w [mm] =$	30
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,964
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s [N/mm^2] =$	77
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00

Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	$A_c [\text{mm}^2] =$	1 286 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [\text{mm}^2] =$	77 460
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta	$e_{oi} [\text{mm}] =$	2 407
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [\text{mm}^4] =$	$4,16 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1, j\ddot{a}ykiste} [\text{MNm}] =$	9,91
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \sigma_E [\text{N/mm}^2]$	51,97
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta \sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \sigma_{C,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,91
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1, j\ddot{a}ykiste} [\text{MNm}] =$	7,51
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \sigma_E [\text{N/mm}^2]$	39,40
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta \sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \sigma_{C,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,69

Taulukko 5.12b. Detaljin leikkausjännitysvaihtelusta sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvan väsymisen tarkastelu.

Leikkausjännitykset		
Teräspalkin uuman korkeus	$h_w [\text{mm}] =$	2 640
Teräspalkin uuman paksuus	$t_w [\text{mm}] =$	14
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{aukko1, j\ddot{a}ykiste} [\text{MN}] =$	0,40
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E [\text{N/mm}^2]$	9,51
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,16
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{aukko1, j\ddot{a}ykiste} [\text{MN}] =$	0,31
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E [\text{N/mm}^2]$	7,37
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,12
Yhdistetty taivutus ja leikkaus		
Liikenneluokka 1		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,75
Liikenneluokka 2		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,33

Aukon 1 tarkasteltavassa paarrejatkoksessä koon vaikutuksen huomioivan kertoimen k_s laskennassa käytettiin poikkileikkauksen 1 mittoja. Aukossa 2 tarkasteltava paarrejatkos oli lohkojen 4 ja 5 välillä. Koska kyseisten lohkojen pääpalkit olivat poikkileikkaukseltaan samanlaiset, olivat myös kertoimet k_s molemmissa poikkileikkauksissa samat. Liisanniemensillalla tarkasteltiin jäykisteen ja alapaarten välistä liitosta eikä jäykisteen ja uuman välistä liitosta kuten Melttusen sillalla. Tästä syystä myös tässä detaljissa huomioitiin koon vaikutuksen huomioiva kerroin k_s , jota ei vastaavassa detaljissa Melttusen sillalla huomioitu.

Yleisesti aukon 1 tarkastelupisteisiin aiheutuvat rasitusvaihtelut olivat hieman pienempiä kuin vastaaviin tarkastelupisteisiin aukossa 2 aiheutuvat rasitukset. Taulukoon 5.13 on koottu kunkin tarkastellun pisteen väsymisasteet. Taivutusjännitysvaihteluista, leikkausjännitysvaihteluista sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvat väsymisasteet on esitetty samassa taulukossa. Väsymisasteet on ilmoitettu molemmissa liikenneluokissa.

Taulukko 5.13. Väsymisasteet Liisanniemensillan eri detaljeissa.

	Väsymisaste [%]	
	Liikenneluokka	Liikenneluokka
Normaalijännitysvaihtelusta aiheutuva väsyminen		
Aukko 1, alalaippa	74	54
Aukko 1, paarrejatkos	98	73
Aukko 1, jäykisteen ja alapaarten liitos	91	69
Aukko 2, alalaippa	76	59
Aukko 2, paarrejatkos	99	74
Aukko 2, jäykisteen ja alapaarten liitos	104	78
Välituki T2, jäykisteen ja alapaarten liitos	52	37
Välituki T2, ylälaippa	30	21
Leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuva väsyminen		
Välituki T2, jäykisteen ja alapaarten liitos	28	21
Maatuki, jäykisteen ja alapaarten liitos	32	24
Aukko 1, jäykisteen ja alapaarten liitos	16	12
Aukko 2, jäykisteen ja alapaarten liitos	22	16
Yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuva väsyminen		
Välituki T2, jäykisteen ja alapaarten liitos	15	5
Aukko 1, jäykisteen ja alapaarten liitos	75	33
Aukko 2, jäykisteen ja alapaarten liitos	113	47

Taivutusjännitysvaihtelut olivat kaikissa kentässä tarkastelluissa pisteissä hyvin saman suuruisia. Tällöin ero näiden pisteiden välisissä väsymisasteissa aiheutuu tarkastelupisteiden eri väsymisluokista. Suurin väsymisaste aiheutui toisessa aukossa tarkasteltuun jäykisteen ja alapaarten liitokseen, jossa väsymisaste liikenneluokassa 1 oli 104 %. Välituella simuloinnista aiheutuneet taivutusjännitysvaihtelut jäivät selvästi kenttään aiheutuvia jännitysvaihteluja pienemmiksi. Välituen kohdalla myös väsymisasteet taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä tarkasteltaessa olivat pienimmillään.

Leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvat väsymisasteet jäivät kaikissa tarkastelluissa pisteissä varsin pieniksi. Suurimman väsymisasteen leikkausjännitysvaihtelu aiheutti maatuella tarkasteltuun jäykisteen ja alapaarten hitsiliitokseen. Kyseisessä detaljissa liikenneluokassa 1 väsymisaste oli 32 % ja liikenneluokassa 2 24 %. Aukoissa 1 ja 2 tarkastelluissa jäykisteiden ja alapaarteiden liitoksissa leikkausjännitysvaihteluista aiheutuvat väsymisasteet jäivät suurimmillaankin vain 22 %:iin. Näissä detaljeissa tarkasteltiin myös yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvaa väsymistä kaavan 4.11 avulla. Tällöin väsymiskestävyys aukon 2 jäykisteen ja alapaarten liitoksessa ylittyy liikenneluokassa 1. Tulosten perusteella kyseinen detali on tarkastelluista ainoa, johon voi syntyä väsymismurtuma jo ennen sillan suunnittelun käyttöä saavuttamista.

Liisanniemensillan alkuperäisten suunnitelmien mukaan siinä käytetyn rakenneteräksen lujuus on 420 MPa. Tällöin ehdot 4.3 ja 4.4 toteutuvat kaikissa tarkasteltavissa detaljeissa.

5.2.3 Kuormakaistojen sijainnin merkitys

Vertailun vuoksi suunnittelukuorma LM1 sijoitettiin myös kuvan 4.10 mukaisille simulointikaistoille 1t ja 2t. Tällöin aiheutuvia maksimirasituksia verrattiin rasituksiin, jotka aiheutuvat suunnittelukuorman sijaitessa suunnittelukaistoilla 1s ja 2s. Taulukossa 5.14 on esitetty vertailun tulokset samaan tyyliin kuin aiempienkin siltakohteiden tarkasteluissa.

Taulukko 5.14. Suunnittelukuorman LM1 aiheuttamien rasitusten vertailu.

	Sim. kaista	Suun. kaista	Sim.kaista / suun.
M _{a1} , alalaippa	15 843 MNm	23 006 MNm	69 %
M _{a2} , alalaippa	16 287 MNm	23 646 MNm	69 %
M _{a1} , jäykiste	15 252 MNm	22 121 MNm	69 %
M _{a2} , jäykiste	14 732 MNm	21 360 MNm	69 %
M _{a1} , paarrej.	16 478 MNm	23 950 MNm	69 %
M _{a2} , paarrej.	16 206 MNm	23 527 MNm	69 %
M _{välituki}	15 877 MNm	22 830 MNm	70 %
Q _{välituki}	1 519 MN	2 201 MN	69 %
Q _{maatuki}	1 165 MN	1 695 MN	69 %
N _{välituki}	2 567 MN	3 695 MN	69 %
N _{maatuki}	1 285 MN	1 873 MN	69 %

Suunnittelu- ja simulointikaistojen eroa tarkasteltiin myös kaistakohtaisten influenssiivojen avulla, liite 2. Influenssiivoista havaitaan, että sekä suunnittelu- että simulointikaistoilta aiheutuvien rasitusten keskinäiset suhteet pysyvät melko vakioina koko sillan matkalla. Vastaavaan tulokseen päädyttiin Melttusen sillan tarkastelussa. Kaistalta 2s aiheutuvat rasitukset ovat jokaisessa tarkastellussa influenssipisteessä 43–49 % kaistalta 1s aiheutuvista rasituksista. Vastaavasti kaistalta 2t aiheutuvat rasitukset ovat 18–22 % kaistalta 1t aiheutuvista rasituksista.

Lisäksi verrataan simuloinnista saatuja rasituksia simulointikaistoille sijoitetuista suunnittelukuormista aiheutuviin rasituksiin. Koska suunnittelukuormista aiheutuva rasitus sillalla tarkasteltavissa pisteissä pienenee, simulointi- ja suunnittelutulosten

välinen suhde kasvaa. Vertailun tulokset on esitetty liikenneluokittain taulukossa 5.15. Taulukosta on korostettu ne solut, joissa suhteellinen rasitus ylittää arvon 1,00.

Taulukko 5.15. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelu-kuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu simulointikaistoille.

	Liikenneluokka 1			Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
M _{a1, ala-}	0,67	1,41	1,19	0,49	1,05	1,17
M _{a2, ala-}	0,64	1,38	1,29	0,50	1,07	1,33
M _{a1, jäy-}	0,65	1,39	1,14	0,49	1,05	1,15
M _{a2, jäy-}	0,70	1,50	1,34	0,52	1,13	1,33
M _{a1,}	0,66	1,39	1,23	0,49	1,03	1,22
M _{a2,}	0,68	1,44	1,36	0,51	1,08	1,36
M _{välituki}	0,44	1,12	1,10	0,31	0,79	1,03
Q _{välituki}	0,50	1,11	0,88	0,37	0,82	0,86
Q _{maa-}	0,61	1,28	0,82	0,46	0,95	0,81
N _{välituki}	0,44	1,11	1,12	0,31	0,78	1,05
N _{maatuki}	0,58	1,19	0,59	0,43	0,89	0,59

Taulukosta 5.15 havaitaan liikenneluokassa 1 simuloitujen rasitusten ylittävän väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset. Myös liikenneluokassa 2 väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset ylittyvät monin paikoin. Tarkasteltuja leikkausvoimia ja maatuen tukireaktiota lukuun ottamatta myös väsytytkuormakaavio FLM3 ylittyi molemmissa liikenneluokissa.

5.2.4 Kriittisimpien pisteiden tarkastelu

Liisanniemensillalle suurin simuloinnista aiheutuva jännitysvaihtelu syntyy sillan toisen aukon keskikohtaan. Pienin väsymisluokka on jäykisteen ja alapaarteen välisessä liitoksessa. Kuvitellaan tämän detaljin sijaitsevan suurimman jännitysvaihtelun alueella sillan keskipisteessä. Tarkastellaan nyt uuman ja jäykisteen liitokseen taivutus- sekä leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä ja lisäksi yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvaa väsymistä. Väsymisasteet on esitetty taulukoissa tummennettuina.

Taulukko 5.16a. Taivutuksesta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttama väsymisaste tarkastelupisteissä.

	Aukko 1, jäykisteen ja alapaarteen liitos		Aukko 2, jäykisteen ja alapaarteen liitos	
	LL 1	LL 2	LL 1	LL 2
M _{aukko 1, jäykiste} [MNm]	10,93	8,10	11,02	8,29
$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²]	63,20	46,84	60,03	45,15
Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	80	80	80	80
$\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_E$ [N/mm ²]	63,20	46,84	60,03	45,15
$k_s \times \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$ [N/mm ²]	57,14	57,14	53,94	53,94
$\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma_E / (k_s \times \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	1,11	0,82	1,11	0,84

Taulukko 5.16b. Leikkausvoimasta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttama väsymisaste rakenteessa.

	Aukko 1, jäykisteen ja alapaarteen liitos		Aukko 2, jäykisteen ja alapaarteen liitos	
	LL 1	LL 2	LL 1	LL 2
$Q_{\text{aukko 1, jäykiste}} [\text{MN}]$	0,40	0,31	0,47	0,36
$\Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	10,82	8,39	12,76	9,78
Väsymisluokka $\Delta\tau_c$	80	80	80	80
$\gamma_{FF} \times \Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	10,82	8,39	12,76	9,78
$\Delta\tau_c/\gamma_{MF} [\text{N/mm}^2]$	59,26	59,26	59,26	59,26
$\gamma_{FF} \times \Delta\tau_E / (\Delta\tau_c/\gamma_{MF})$	0,18	0,14	0,22	0,16

Taulukko 5.16c. Yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttama väsymisaste rakenteessa.

	Aukko 1, jäykisteen ja alapaarteen liitos		Aukko 2, jäykisteen ja alapaarteen liitos	
	LL 1	LL 2	LL 1	LL 2
$\gamma_{FF} \times \Delta\tau_E /$	0,18	0,14	0,22	0,16
$\gamma_{FF} \times \Delta\sigma_E /$	0,11	0,82	1,11	0,84
Mitoitusehto	1,35	0,55	1,38	0,59

Taulukon 5.16a perusteella molemmissa tarkastelluissa silta-aukoissa rakenteen väsymiskestävyys ylittyy liikenneluokassa 1. Liikenneluokassa 2 väsymisasteet jäivät alle 90 %:iin. Taulukon 5.16b mukaisesti puolestaan leikkausjännitysvaihtelun väsyttävä vaikutus sillalla jää varsin pieneksi. Yhdistetyn taivutus- ja leikkausjännitysvaihtelun aiheuttama väsymisaste jäykisteen ja alapaarteen liitoksessa ylittää myös arvon 1,0 molemmissa aukoissa. Tämä johtuu taivutusjännitysvaihtelun aiheuttamasta suuresta väsymisvauriosta, eikä niinkään leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvasta väsymisestä.

5.3 Vähäjoen silta (Bjl)

5.3.1 Väsytyskuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 toimivuus

Lusas Modeller – ohjelmalla tarkasteltiin Vähäjoen sillalle suunnittelu- ja väsytyskuormista aiheutuvia rasituksia. FLM3-kuormakaaviolla lasketut rasitukset kerrottiin λ_s – kertoimilla, jotka määriteltiin kappaleen 2.4.2 mukaan erikseen liikenneluokalle 1 ja 2. Kentän väsymistarkastelussa λ_{s1} – kertoimelle on esitetyt erilliset käyrät, mikäli tarkasteltavana on leikkausraudoitus. Tarkasteltavan rakenteen ollessa jatkuva palkki ovat betoniteräksen sekä leikkausraudoituksen käyrät samanlaiset. Määräävät vauriokertoimet molemmissa liikenneluokissa on esitetty taulukossa 5.17. Kuormakaavion FLM3 toinen ajoneuvo ei kasvattanut kuormasta syntyviä rasituksia, joten se jätettiin tarkastelussa huomioimatta.

Taulukko 5.17. Määräävät vauriokertoimet tutkittavissa liikenneluokissa.

Liikenneluokka	JM	Tarkastettava	λ_s	λ_s (tuella)
LL1	12,8 m	Aukot 1 ja 3	0,87	0,73
LL2	12,8 m	Aukot 1 ja 3	0,76	0,63
LL1	16,0 m	Aukko 2	0,89	0,73
LL2	16,0 m	Aukko 2	0,78	0,64

Mikäli tarkasteltavana olisivat hitsatut tangot tai jatkoskappaleet, olisivat vauriokertoimet noin 50 % suurempia kuin taulukon 5.17 mukaiset vauriokertoimet. Tällöin myös väsytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitusvaihtelut olisivat suurempia kuin tässä työssä tarkasteltujen suorien betoniterästankojen tapauksessa. Betoniterästen väsymiskäyrien muodot vaihtelevat terästyypeittäin ja simuloinnista aiheutuvan ekvivalentin rasitusvaihtelun arvo riippuu väsymiskäyrän muodosta. Vähäjoen sillalla simulointi suoritettiin ainoastaan suorille ja taivutetuille betoniteräksille eivätkä nämä simulointitulokset välttämättä vastaa muiden terästyyppien simulointituloksia. Tässä työssä simuloinnista saatuja ekvivalenttiarvoja ei siis voida suoraan verrata eri terästyyppien väsymiskestävyyksiin ja näin arvioida kyseisen terästyyppin väsymiskestävyyttä. Taulukossa 4.8 esitettyjen eri terästyyppien väsymislajuuksien perusteella voidaan kuitenkin olettaa, etteivät hitsatut tangot ja jatkoskappaleet tulisi kestävänsä simuloinnista aiheutuvaa väsyttävää rasitusvaihtelua.

Simuloinnista aiheutuvia sekä väsytkuormakaavioilla FLM1 ja FLM3 saatuja rasituksia verrataan LM1-kuormakaaviolla saataviin rasituksiin. Lisäksi tarkastetaan ehto, jonka mukaan FLM1-kuormakaaviosta aiheutuva jännitysvaihteluväli raudoituksessa saa olla enintään 180 MPa [8].

Taulukkoon 5.18 on koottu rasitusten vertailuluvut, jotka on laskettu väsytkuormista aiheutuvien rasitusten ja suunnittelukuormasta LM1 aiheutuvan rasituksen perusteella. Sekä suunnittelu- että väsytkuormakaaviot on tässä sijoitettu suunnittelukaistoille.

Taulukko 5.18. Väsytkuormakaavioista aiheutuvat suhteelliset rasitukset suunnittelukuormasta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Sekä väsytyksen että suunnittelukuormakaaviot on sijoitettu suunnittelukaistoille.

	FLM1/LM1	FLM3/LM1	FLM3/LM1
$M_{\text{aukko 1, reuna}}$	0,62	0,38	0,33
$M_{\text{aukko 2, reuna}}$	0,62	0,42	0,36
$M_{\text{aukko 1, keski}}$	0,61	0,38	0,33
$M_{\text{aukko 2, keski}}$	0,61	0,42	0,37
M_{tukiz}	0,54	0,51	0,44
Q_{maatuki}	0,62	0,40	0,35
$Q_{\text{välituki}}$	0,60	0,49	0,43
N_{maatuki}	0,62	0,55	0,48
$N_{\text{välituki}}$	0,54	0,54	0,47

Kuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset eivät missään tarkastelupisteistä ylitä arvoa 180 MPa. Väsytytkuormakaavion FLM1 ja suunnittelukuorman LM1 välinen suhde pysyy tasaisena tarkasteltavasta rasitussuureesta riippumatta. Tämä johtuu siitä, että väsytytkuormakaavio FLM1 on rakenteeltaan suunnittelukuormakaavion LM1 kaltainen. Suhteelliset rasitukset vaihtelevat välillä 0,54...0,62. Väsytytkuormakaavion FLM3 suhteelliset rasitukset jäävät pienemmiksi kuin väsymiskuorman FLM1 vastaavat suhteelliset rasitukset.

Taulukossa 5.19 on verrattu simulaatiosta saatuja rasitussuureita suunnittelukuormilla laskettuihin rasituksiin.

Taulukko 5.19. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelukuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu suunnittelukaistoille.

	Liikenneluokka 1			Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
M _{aukko}	0,33	0,53	0,86	0,27	0,43	0,81
M _{aukko}	0,32	0,52	0,77	0,27	0,43	0,73
M _{aukko}	0,35	0,57	0,91	0,28	0,46	0,85
M _{aukko}	0,35	0,57	0,82	0,28	0,46	0,77
M _{tukiz}	0,47	0,87	0,93	0,37	0,69	0,85
Q _{maa-}	0,24	0,39	0,60	0,20	0,33	0,58
Q _{välituki}	0,24	0,39	0,48	0,19	0,32	0,44
N _{maatuki}	0,46	0,74	0,84	0,39	0,63	0,82
N _{maatuki}	0,42	0,77	0,78	0,34	0,63	0,73

Liikenneluokassa 2 simulointitulokset ovat tutkittavasta rasituksesta riippuen 15–22 % pienempiä kuin liikenneluokassa 1. Taulukosta 5.19 havaitaan, että molemmissa liikenneluokissa simuloitujen arvojen suhde väsytytkuormakaavioon FLM3 on suurempi kuin niiden suhde väsytytkuormakaavioon FLM1.

Kappaleen 2.4.2 mukaan betoniterästen pienet vauriokertoimen arvot laskevat kuormakaaviosta FLM3 aiheutuvia rasituksia. Tämä osaltaan vaikuttaa siihen, että simuloinnista aiheutuvien rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on suurempi kuin niiden suhde väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuviin rasituksiin. Kuitenkin kaikissa tarkastelupisteissä väsytytkuormista aiheutuvat rasitukset ovat simuloituja arvoja suurempia.

5.3.2 Väsymistarkastelu

Vähäjoen sillan väsymistarkastelussa tarkasteltiin ainoastaan betoniterästen väsymiskestävyyttä taivutuksesta aiheutuvan jännitysvaihtelun suhteen. Laskennan tulokset on esitetty liitteessä 3. Jokaiselle tarkasteltavalle detaljille on esitetty tulokset omalla tulostussivullaan. Taulukon 5.20 mukaisesti tulosten ensimmäisessä ruudukossa on listattu tarkasteltavan detaljin sijainti, väsymisluokka, materiaalien kimmokertoimet sekä laskennassa käytettävät osavarmuuskertoimet. Detaljin sijainti on esitetty ensimmäisessä aukossa etäisyytenä sillan päästä ja toisessa aukossa etäisyytenä välituesta. Näiden alle on laskettu väsymistarkastelun tulokset sekä liikenneluokassa 1 että liikenneluokassa 2. Vähäjoen silta kuuluu liikenneluokkaan 1, joten tämän mukainen väsymisaste on kussakin taulukossa lihavoitu.

Taulukko 5.20. Detaljin väsymistarkastelun tulokset.

Perustiedot		
Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 1, keskilinja	
Sijainti	$x =$	$0,5 \times L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200 000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31 476
Väsytytkuormien osavarmuusluku	$\gamma_{F,fat} =$	1,00
Väsytytkuormitetun betoniteräksen osavarmuusluku	$\gamma_{S,fat} =$	1,15
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,ap} [mm^2] =$	3 800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,ap} / A_c =$	$6,56 \times 10^{-3}$
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1,keski} [kNm] =$	138,44
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	68,64
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat})$	0,49
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1,keski} [kNm] =$	113,12
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	56,09
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat})$	0,40

Molemmissa liikenneluokissa väsymisasteet kaikissa tarkastelluissa detaljeissa olivat keskenään hyvin samansuuruisia. Liikenneluokassa 1 väsymisasteet olivat detaljista riippuen 44...49 %. Liikenneluokassa 2 väsymisasteet vaihtelivat välillä 37...40 %. Taulukkoon 5.21 on koottu Vähäjoen sillalla tarkasteltujen detaljien väsymisasteet liikenneluokittain.

Taulukko 5.21. Vähäjoen sillan tarkasteltujen detaljien väsymisasteet liikenneluokissa 1 ja 2.

Detalji	Väsymisaste [%]	
	Liikenneluokka 1	Liikenneluokka 2
Aukko 1, reuna	47	39
Aukko 1, keskilinja	49	40
Aukko 2, reuna	46	39
Aukko 2, keskilinja	49	40
Välituki T2, pilarilinja 2	48	38

Suurimmat väsymisasteet aiheutuivat kummankin tarkasteltavan aukon keskipisteseen. Kuitenkin kaikkien tarkasteltavien detaljien kestävyys väsymistä vastaan on riittävä. Betoniterästen väsymisen ei siis katsota lyhentäneen sillan suunniteltua käyttöikää.

5.3.3 Kuormakaistojen sijainnin vaikutus

Suunnittelukuormasta LM1 aiheutuvia rasituksia tarkasteltiin myös tapauksessa, jossa kuormat sijoitettiin kuvan 4.15 mukaisille simulointikaistoille 1t ja 2t. Tarkasteltavina pisteinä toimivat samat pisteet kuin aiemmissa tarkasteluissa. Taulukon kahdessa keskimmaisessä sarakkeessa on esitetty suurimmat aiheutuvat rasitusvaihtelut, jotka aiheutuvat suunnittelukuorman sijaitessa simulointi- ja suunnittelukaistoilla. Viimeisessä sarakkeessa on esitetty prosentteina se, paljonko simulointikaistoilta aiheutuvat rasitukset ovat suhteessa suunnittelukaistoilta aiheutuviin rasituksiin.

Taulukko 5.22. Suunnittelukuorman LM1 aiheuttamat suurimmat rasitusvaihtelut kuorman sijaitessa suunnittelu- ja simulointikaistoilla.

	Sim. kaista	Suun. kaista	Sim.kaista / suun.
$\Delta M_{\text{aukko 1, reuna}}$	358 kNm	410 kNm	87 %
$\Delta M_{\text{aukko 2, reuna}}$	361 kNm	411 kNm	88 %
$\Delta M_{\text{aukko 1, keski}}$	391 kNm	398 kNm	98 %
$\Delta M_{\text{aukko 2, keski}}$	395 kNm	401 kNm	98 %
ΔM_{tuki2}	297 kNm	313 kNm	95 %
$\Delta Q_{\text{maatuki}}$	143 kN	176 kN	82 %
$\Delta Q_{\text{välituki}}$	171 kN	222 kN	77 %
$\Delta N_{\text{maatuki}}$	299 kN	366 kN	82 %
$\Delta N_{\text{maatuki}}$	503 kN	649 kN	77 %

Taulukon 5.22 vertailutuloksista havaitaan suunnittelukuormasta LM1 aiheutuvien rasitusten olevan pienempiä, kun kuorma sijaitsee suunnittelukaistojen sijaan simulointikaistoilla. Rasitusten muutos vaihtelee kuitenkin tarkasteltavasta rasitusuureesta riippuen. Esimerkiksi sillan keskilinjalle simulointikaistoilta aiheutuvat aukkomomentit pienenevät 2 %, kun kuorma siirretään suunnittelukaistoilta simulointikaistoille. Sen sijaan aukkojen reunoilla vastaava prosenttiosuus on 12–13 %. Ero tarkastelupisteiden välillä aiheutuu tarkasteltavien pisteiden ja kuormakaistojen poikittaisesta sijainnista sillalla.

Liitteessä 3 on esitetty Vähäjoen sillan influenssiviivat kaikkien neljän tarkastellun kuormakaistan osalta. Influenssiviivoista havaitaan kaistakohtaisten rasitusten keskinäisten suhteiden muuttuvan jatkuvasti sillan pituussuunnassa. On siis mahdotonta määrittää luotettavasti yksittäisiä kuormanjakokertoimia, jotka kuvaisivat rasitusten kaistakohtaista jakautumista koko sillan matkalla. Vastaavaan tutkimustulokseen on päädytty tutkimuksessa Equivalent stresses of traffic loading by simulation [23]. Taulukossa 5.22 suunnittelukuormasta LM1 aiheutuvia rasitusvaihteluita on tarkasteltu ainoastaan kuormakaavion sijaitessa sillalla siinä pisteessä, jossa se aiheuttaa kulloinkin suurimman mahdollisen rasitusvaihtelun. Todellisuudessa tulokset siis vaihtelisivat riippuen kuorman pituussuuntaisesta sijainnista sillalla.

Kun kuormat sijaitsivat simulointikaistoilla, kaikkiin tarkasteltaviin pisteisiin aiheutuvat rasitukset olivat pienempiä tai yhtä suuria kuin tapauksessa, jossa kuormat sijaitsivat suunnittelukaistoilla. Mikäli verrataan simuloinnista saatuja rasituksia simulointikaistoille sijoitetuista suunnittelukuormista aiheutuviin rasituksiin, saadaan taulukon 5.23 mukaiset tulokset. Taulukosta on korostettu ne solut, joissa suhteellinen rasitus ylittää arvon 1,00.

Taulukko 5.23. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelu-kuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu simulointikaistoille.

	Liikenneluokka 1			Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
M _{aukko}	0,38	0,61	0,98	0,31	0,50	0,92
M _{aukko}	0,37	0,60	0,87	0,30	0,50	0,82
M _{aukko}	0,35	0,58	0,93	0,29	0,47	0,87
M _{aukko}	0,35	0,57	0,82	0,29	0,47	0,77
M _{tukiz}	0,50	0,90	1,00	0,39	0,72	0,91
Q _{maa-}	0,29	0,48	0,69	0,25	0,40	0,66
Q _{välituki}	0,31	0,52	0,48	0,25	0,41	0,44
N _{maatuki}	0,56	0,93	1,05	0,48	0,79	1,03
N _{maatuki}	0,54	1,00	1,06	0,44	0,82	1,00

Koska suunnittelukuormista aiheutuva rasitus sillalla tarkasteltavissa pisteissä pienee, simulointi- ja suunnittelutulosten väliset suhdeluvut kasvavat. Taulukosta 5.23 havaitaan, että liikenneluokassa 1 todellinen liikenne aiheuttaa sillan välituelle hieman suuremmat tai yhtä suuret tukireaktiot kuin väsytkuormakaaviot FLM1 ja FLM3. Väsytkuormakaavio FLM3 ylittyy tukireaktion osalta myös maatuella sekä liikenneluokassa 2.

5.4 Simuloitujen tulosten herkkyystarkastelu

Standardissa SFS-EN 1993-1-9 [6] esitetyissä rakenneteräksen S-N-käyrissä on 1×10^8 jännityssyklin kohdalla taitepiste, jonka jälkeen käyrät muuttuvat vaakasuoriksi. Tätä taitepistettä kutsutaan alemmaksi väsymisrajaksi eivätkä sen alapuolelle jäävät jännitysvaihteluvälit vaikuta laskettavaan kumulatiiviseen vaurioon [6]. Alemman väsymisrajan alapuolisten jännitysvaihteluiden huomioimisesta ekvivalentin jännitysvaihteluvälin muodostamisessa ei kuitenkaan ole yksiselitteisesti ohjeistettu. Tässä työssä on oletettu, että myös kaikkein pienimmät jännitysvaihtelut huomioidaan ekvivalentin jännitysvaihteluvälin muodostamisessa. Simulointiohjelmassa alemmaa väsymisrajaa ei ole otettu huomioon, vaan käyrät on oletettu jatkuvasti kalteviksi.

Simuloitujen tulosten herkkyystarkastelussa tarkasteltiin, millaisia vaikutuksia alemman väsymisrajan alapuolisten jännitysvaihteluiden leikkaamisella olisi ekvivalentteihin jännitysvaihteluihin. Tarkastelu kohdistettiin ainoastaan rakenneteräksiin, sillä betoniterästen S-N-käyrissä ei ole vastaavaa alemmaa väsymisrajaa kuin rakenneterästen S-N-käyrissä [12]. Tarkasteltavaksi siltakohteeksi valittiin Melttusen silta.

Ennen ekvivalentin rasitusvaihtelun määrittämistä simulointiohjelma jaottelee simuloinnista aiheutuneet syklit niiden rasitusvaihteluiden mukaan. Tämä jaottelu sillan keskipisteeseen aiheutuneiden momenttivaihteluiden osalta on esitetty liitteessä 4. Simulointiohjelmassa esitettyjen tietojen lisäksi taulukkoon on laskettu kustakin momenttivaihtelusta aiheutuva taivutusjännitysvaihtelu. Taivutusjännitysvaihtelut on laskettu käyttäen taulukossa 4.1 esitettyjä, Melttusen sillan pääpalkin poikkileikkausmittoja.

Sykliden määrä taulukossa on esitetty koko sillan suunnitellun käyttöajan ajalta. Sykleillä tarkoitetaan tässä kokonaisia syklejä.

Herkkyystarkastelu suoritettiin käyttäen tarkasteltavalle detaljille kahta eri väsymisluokkaa. Kappaleen 3.3.1 avulla määriteltiin taulukkoon 5.24 kutakin väsymisluokkaa vastaavat alemmat väsymisrajat.

Taulukko 5.24. Tarkasteltavia väsymisluokkia vastaavat väsymisrajat.

Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	Vakioamplitudinen väsymisraja	Alempi väsymisraja $\Delta\sigma_L$
112	83	45
80	59	32

Alempien väsymisrajojen ylittävistä jännitysvaihteluista määriteltiin käsin laskemalla jännitysvaihtelujen ekvivalenttiarvot. Laskenta tehtiin kuten simulointiohjelmassakin kaavojen 3.4 ja 3.11 avulla. Kaavaa 3.11 käytettiin ainoastaan siinä tapauksessa, että 100 vuoden aikana alemman väsymisrajan ylittävien jännityssykliden määrä ylitti arvon 5×10^6 . Saatuja ekvivalenttiarvoja verrattiin niihin ekvivalenttiarvoihin, jotka saatiin ottamalla myös alemman väsymisrajan alapuoliset jännitysvaihtelut huomioon ekvivalenttiarvon muodostamisessa. Tarkastelun tulokset on esitetty taulukossa 5.25.

Taulukko 5.25. Simuloinnista aiheutuvat ekvivalentit jännitysvaihtelut väsymisluokittain, kun alemman väsymisrajan alapuoliset jännitysvaihtelut on leikattu pois ekvivalenttiarvosta ja kun leikkausta ei ole tehty. Tulokset on ilmoitettu molemmissa liikenneluokissa.

	Liikenneluokka 1		Liikenneluokka 2	
	$\Delta\sigma_c = 112\text{MPa}$	$\Delta\sigma_c = 80\text{MPa}$	$\Delta\sigma_c = 112\text{MPa}$	$\Delta\sigma_c = 80\text{MPa}$
Alemman väsymisrajan alapuoliset jännitysvaihtelut leikattu pois ekvivalenttiarvosta $\Delta\sigma_{ekv,0}$ [MPa]	41,6	56,2	23,7	43,8
Kaikki jännitysvaihtelut huomioitu ekvivalentissa jännitysvaihtelussa $\Delta\sigma_{ekv,1}$	60,8	60,8	47,0	47,0
$((\Delta\sigma_{ekv,1} - \Delta\sigma_{ekv,0}) / \Delta\sigma_{ekv,1}) * 100$ [%]	32	7,6	50	6,9

Tulosten perusteella alemman väsymisrajan alapuolisten jännitysvaihteluiden leikkamisella on suuri vaikutus erityisesti, kun väsymisluokka on suuri ja jännityssyklarikokonaismäärä on pieni. Tällöin alempi väsymisraja on melko korkea ja sen ylittäviä jännityssyklejä on vain vähän. Jännitysvaihtelun ekvivalenttiarvo on myös tällöin varsin lähellä alemmaa väsymisrajaa. Simuloinnista saatavat ekvivalenttijännitykset vaikuttavat siis antavan liian konservatiivisia arvoja, kun tarkasteltavan detaljin väsymisluokka on suuri, etenkin liikenneluokassa 2.

Hyvän suunnittelutavan mukaista on olettaa, että jännitysamplitudista riippumatta väsymisvaurion alkusärö syntyy aina, vaikkakin standardissa SFS-EN 1993-1-9 väsymisrajan alaraja-arvo määritellään rajaksi, jonka alapuolelle jäävät jännitysvaihteluvälit eivät vaikuta laskettuun kumulatiiviseen vaurioon [6]. Ekvivalentin jännitysvaihtelun ylittäessä alemman väsymisrajan voidaan olettaa rakenteeseen aiheutuvan väsymisvauriota. Taulukon 5.25 perusteella väsymisluokan ollessa alhainen väsymisvauriota esiintyy huolimatta siitä, onko jännitysvaihteluita leikattu vai ei. Kun väsymisluokka on korkea ja jännitysvaihteluita on leikattu, jää ekvivalentti jännitysvaihtelu alemman väsymisrajan alapuolelle. Tulkitsemalla standardia SFS-EN 1993-1-9 [6] voitaisiin tällöin ajatella, ettei ekvivalentti jännitysvaihtelu aiheuta rakenteeseen väsymisvauriota. Tämä tulkinta on kuitenkin ristiriitainen, sillä ekvivalentti jännitysvaihtelu $\Delta\sigma_{ekv,0}$ määriteltiin nimenomaan alemman väsymisrajan ylittävien, eli väsymisvauriota aiheuttavien jännitysvaihteluiden perusteella.

Mikäli pienet jännitysvaihtelut leikattaisiin pois ekvivalenttiarvosta, riippuisi sen suuruus tarkasteltavan rakenneosan väsymisluokasta. Lisäksi tulosten perusteella leikkaus aiheuttaisi ristiriitaisia tuloksia väsymisluokan ollessa korkea. Väsymisluokan ollessa alhainen, on leikkauksen vaikutus vain muutamia prosentteja.

6 Johtopäätökset

6.1 Väsytytkuormakaaviot FLM1 ja FLM3

Tässä työssä vertailtiin väsytytkuormakaavioista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasitusvaihteluita simuloinnista aiheutuviin rasitusvaihteluihin. Samalla arvioitiin kyseisten väsytytkuormakaavioiden toimivuutta väsymismitoituksessa. Taulukon 5.19 perusteella betoniterästen väsymistarkastelussa väsytytkuormakaaviot FLM1 ja FLM3 aiheuttavat teräsiin suuremmat rasitusvaihtelut kuin simuloitu liikenne. Tämä tarkoittaa, että mikäli rakenne mitoitetaan kestäämään kyseisistä väsytytkuormakaavioista aiheutuvat rasitusvaihtelut, tulee se kestäämään myös todellisen liikenteen väsyttävät vaikutukset. Taulukon 5.19 tulosten perusteella väsytytkuormakaavio FLM1 antaa hieman liian konservatiivisia rasitusvaihtelun arvoja. Pienimmillään simuloinnista aiheutuvat rasitusvaihtelut ovat vain 32 % väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuvista rasitusvaihteluista. Väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitusvaihtelut ovat tässä tapauksessa paremmin linjassa todellisesta liikenteestä aiheutuvien rasitusvaihteluiden kanssa.

Taulukoiden 5.3 ja 5.10 perusteella myös rakenneteräksen väsymistarkastelussa väsytytkuormakaaviot FLM1 ja FLM3 aiheuttavat simulaatiota suuremmat rasitusvaihtelut rakenteeseen. Mitoitettaessa siis rakenneteräs kestäämään kyseisistä väsytytkuormakaavioista aiheutuvat rasitusvaihtelut, on teräksen kestävyys todellisen liikenteen väsyttävää vaikutusta vastaan riittävä. Taulukoiden 5.3 ja 5.10 perusteella rakenneterästen väsymistarkastelussa todellisen liikenteen vaikutuksia paremmin kuvaava väsytytkuormakaavio puolestaan riippuu tarkasteltavasta liikenneluokasta. Liikenneluokassa 1 väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitusvaihtelut vastaavat paremmin niitä rasitusvaihteluita, jotka aiheutuvat simuloinnista. Liikenneluokassa 2 puolestaan väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitusvaihtelut ovat pääasiassa paremmin linjassa simuloitujen rasitusvaihteluiden kanssa.

Tulosten perusteella voidaan todeta, että sekä simuloinnista että väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset pienenevät enemmän rakenneterästen kuin betoniterästen kohdalla, kun siirrytään liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2. Syynä väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvien rasitusten muutokseen liikennemäärän vaihdelluksessa on kaavioon liittyvä ekvivalentti vauriokerroin, jonka arvo riippuu tarkasteltavasta liikennemäärästä. Huomattavaa on, että rakenneterästen kohdalla väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset pienenevät liikennemäärän vähentyessä paikoitellen enemmän kuin simuloinnista aiheutuvat rasitukset. Taulukoiden 5.1 ja 5.9 perusteella ekvivalentti vauriokerroin pienenee 24–25%, kun raskaan liikenteen määrä vähenee liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2. Simuloidut rasitusvaihtelut puolestaan pienenevät liikennemäärän vähentyessä taulukoiden 5.3 ja 5.10 perusteella 22–30 %. Tällöin simuloitujen rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on paikoitellen suurempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Betoniterästen kohdalla vastaavaa ilmiötä ei ole havaittavissa, vaan simuloinnista aiheutuvat rasitukset pienenevät liikennemäärän vähentyessä enemmän kuin väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset. Tällöin simuloitujen rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on pienempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Tutkimustulosten perusteella rakenneteräksen vauriokerrointa λ_2 ja betoniteräksen kerrointa $\lambda_{s,2}$ voisi olla tarpeellista päivittää vastaamaan paremmin todellisen

liikenteen vaikutuksia. Liikennemäärän vaikutusta ekvivalenttiin vauriokertoimeen tulisi kuitenkin tarkastella vielä suuremmalla otannalla, jotta todellista päivitystarvetta voitaisiin paremmin arvioida.

6.2 Rakenne- ja betoniteräksen väsyminen

Todellisten siltakohteiden väsymistarkastelusta on havaittavissa, että se, tarkastellaanko rakenne- vai betoniteräksiä, vaikuttaa suuresti aiheutuvaan väsymisvaurioon. Tässä työssä tarkasteltujen rakenneterästen väsymisasteet olivat pääosin suurempia kuin betoniterästen väsymisasteet. Tulosten tulkinnassa tulee huomioida se, että väsyminen harvoin on teräsrakenteita mitoitettava tekijä. Vaikka osassa tarkastelluista detaljeista väsymiskestävyys ylittyy, on todennäköistä, että näissäkin detaljeissa rakenteen murtumisen aiheuttaa ennemmin staattinen kuormitus kuin väsyminen.

6.2.1 Rakenneteräksen väsyminen

Melttusen sillan ja Liisanniemensillan tulosten perusteella voidaan todeta, että rakenneteräksen kohdalla detaljisuunnittelulla on suuri merkitys rakenteeseen aiheutuvan väsymisvaurion kannalta. Molemmilla silloilla tarkasteltiin väsymisen kannalta kriittisimpien detaljeiden väsymistä, mikäli detaljit sijaitsisivat rakenteessa suurimpien jännitysvaihteluiden alueella. Tarkasteluissa todettiin kummankin sillan väsymiskestävyys tällöin ylittävän liikenneluokassa 1. Tulosten perusteella teräsrakenteiden suunnittelussa tulee kiinnittää huomiota siihen, ettei alhaisen väsymisluokan omaavia detaljeja, kuten uumajäkisteiden hitsiliitoksia, sijoitettaisi alueille, joihin aiheutuvat suuret jännitysvaihtelut. Lisäksi rakenneteräksen väsymislujuus pienenee merkittävästi, mikäli siinä on mikroskooppisenkin pieni pinta- tai materiaalivika, johon väsymisvaurion alkusärö pääsee syntymään. Tämä seikka korostaa detaljien tarkan suunnittelun ja toteutuksen merkitystä. Huolellisella suunnittelulla ja toteutuksella detaljeille saavutetaan standardin SFS-EN 1993-1-9 mukaiset väsymisluokat ja voidaan olettaa niiden väsymiskestävyys olevan näiden luokkien mukaiset.

Tässä työssä tarkasteltiin sekä taivutusjännitysvaihteluista että leikkausjännitysvaihteluista aiheutuvaa rakenneteräksen väsymistä. Leikkausjännitysvaihtelun aiheuttamat väsymisasteet rakenteessa jäivät niin pieniksi, että voidaan olettaa, etteivät liikenteestä aiheutuvat leikkausvoimavaihtelut yksinään aiheuta rakenteeseen väsymisvauriota. Toisaalta taivutus- ja leikkausjännitysvaihtelun yhteisvaikutuksen väsyttävä vaikutus oli paikoitellen merkittäväkin.

6.2.2 Betoniterästen väsyminen

Betoni- ja jänneteräksiä tarkasteltiin tässä työssä ainoastaan suorien betoniterästen osalta. Tällöin standardin SFS-EN 1992-1-1 [12] mukaisesti kaikissa tarkasteluissa detaljeissa terästen väsymislujuus pysyy vakiona. Teräsbetonirakenteilla detaljisuunnittelu ei siis nouse väsymisen kannalta yhtä merkittävään rooliin kuin teräs- ja liittorakenteilla. Betoniterästen väsymislujuudet kuitenkin pienenevät huomattavasti, mikäli tarkasteltavaksi tulevat hitsatut tangot, raudoitusverkot tai jatkoskappaleet [12]. Näiden terästyyppeiden väsymiskestävyys voidaan olettaa ylittävän tapauksissa, joissa merkittävä osa betoniterästen rasituksista aiheutuu liikennekuormasta. Mitoitettaessa teräsbetonirakennetta väsymiselle voi siis olla tarpeellista huomioida, ettei kyseisiä terästyyppejä sijoitettaisi alueille, joihin aiheutuvat suurimmat jännitysvaihtelut.

Tässä työssä tarkasteltiin ainoastaan taivutusjännitysvaihteluista aiheutuvaa betoniterästen väsymistä. Simuloinnista aiheutuvat leikkausvoimavaihtelut jäivät niin pieniksi, että on perusteltua olettaa, ettei niiden huomioiminen merkittävästi lisääsi betoniterästen väsymisvauriota. Betonin väsymistä ei tarkasteltu. Yleisesti betonin väsymistä ei ole pidetty teräsbetonirakenteen suunnittelun kannalta merkittävänä tekijänä, eikä betonin väsyminen ilmiönä ole kovin tunnettu [24]. Tällöin on oletettavaa, ettei betonin väsyminen merkittävästi vaikuttaisi teräsbetonirakenteen väsymisasteeseen.

6.3 Jatkotoimenpiteet

Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin eri silloille aiheutuvia jännitysvaihteluita todellista liikennettä mukailevan simulaation avulla. Tutkimusta olisi syytä jatkaa tarkastelemalla sitä, miten hyvin simuloidut jännitykset vastaavat tarkasteltaviin rakenteisiin todellisuudessa aiheutuvia jännityksiä. Tällaiseen tarkasteluun soveltuvat niin kutsutut Silta-WIM – järjestelmät, joissa siltaan kiinnitetyillä mittausantureilla saadaan tietoa mm. ajoneuvojen kokonais- ja akselipainoista [25]. Tarkasteltavaksi sillaksi soveltuu esimerkiksi lyhytjanteinen betonisilta. Asentamalla mittausjärjestelmään kuuluvia venymäliuskoja betoniterästen sekaan voitaisiin saada tietoa terästen todellisista venymistä. Saatuja venymiä verrattaisiin liikenteen sillalle aiheuttamiin jännityksiin. Tarkastellulle sillalle tehtäisiin lisäksi simulointi todellista liikennettä mukailevalla liikennevirralla, jolloin aiheutuvia jännityksiä voitaisiin verrata WIM-mittauksista saatuihin jännityksiin.

6.3.1 Kuormitushistorian vaikutus

Eri rakenneyksityiskohtien väsymistä tarkasteltiin tässä työssä olettamalla liikenne nykyiselle tasolleen koko sillan eliniän ajaksi. Tutkimuksessa ei ole huomioitu todellisten siltakohteiden kuormitushistorian vaikutusta niiden jäljellä olevaan käyttöikään. Ajoneuvopainot ja – määrät ovat kuitenkin jatkuvasti nousseet ja oletettavaa onkin, että liikenteestä aiheutuneet rasitusvaihtelut ovat pääasiassa olleet siltojen elinkaaren alkupuolella pienempiä kuin nykyään. Teoriassa nykyistä pienemmät ajoneuvopainot sekä harvempi liikennevirta kasvattavat sillan suunniteltua käyttöikää. Tarpeellista olisi kuitenkin selvittää se, kuinka suuri vaikutus todellisuudessa kuormitushistorian huomioimisella olisi tarkastellun rakenteen väsymisasteeseen ja sitä myöten myös sen käyttöikään.

6.3.2 HCT-ajoneuvojen vaikutukset

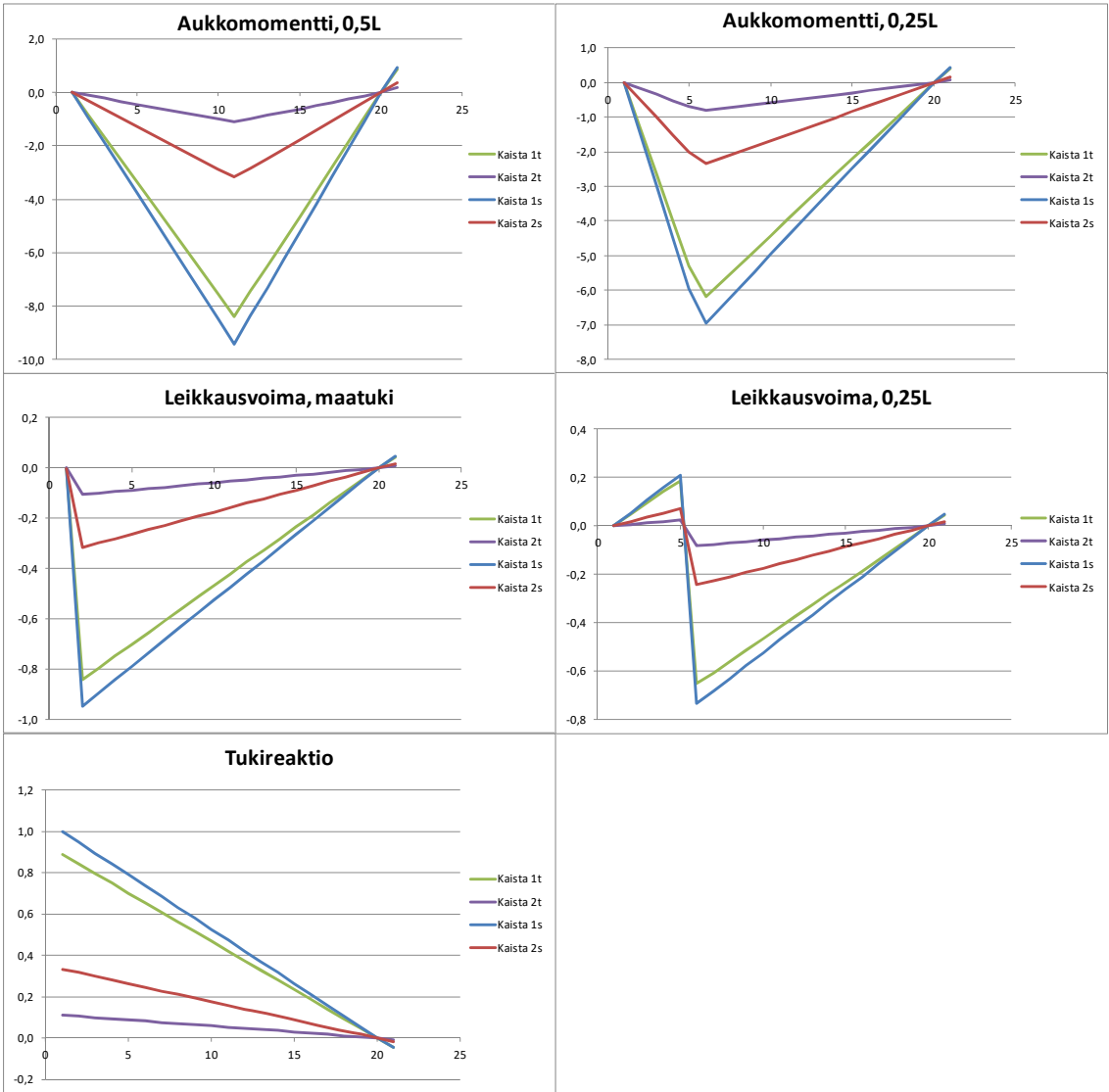
Simulaatiossa HCT-ajoneuvot on huomioitu kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1]. HCT-ajoneuvoille käytettiin liikenneluokissa 1 ja 2 vuosittaisia liikennemääriä 500 ja 2000 HCT-ajoneuvoa. Oletettavaa on, että HCT-kuljetusten määrä Suomen tieverkostolla tulee tulevaisuudessa kasvamaan. HCT-kuljetusten lisääntyminen voi aiheuttaa suurempia rasitusvaihteluita kuin tässä tutkimuksessa simuloinnista aiheutui. Suuremmat rasitusvaihtelut voivat johtaa myös tässä tutkimuksessa esitettyjä suurempiin väsymisasteisiin. Tätä projektia tulisi jatkaa tarkastelemalla sitä, paljonko lisääntyvät HCT-kuljetusten määrät nostaisivat liikenteestä aiheutuvia rasituksia ja edelleen rakenneyksityiskohtien väsymisasteita.

Lähdeluettelo

- [1] Moisio V. Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin, Diplomityö, Tampere, 2016, 66 s. Saatavissa:
- [2] Taitorakenteiden ylläpidon toimintalinjat, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 26/2015, Liikennevirasto, Helsinki, 2015, 88 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2015-26_taitorakenteiden_yllapidon_web.pdf
- [3] SFS-EN 1991-2, Eurokoodi 1 Rakenteiden kuormat Osa 2: Siltojen liikennekuormat, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2004, 143 s.
- [4] Liikenneviraston sillat 1.1.2016, Liikenneviraston tilastoja 5/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 2016, 160 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2016-05_liikenneviraston_sillat_web.pdf
- [5] Salmi T. Pajunen S. Lujuusoppi, Tampere, 2010, 459 s.
- [6] SFS-EN 1993-1-9, Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu, Osa 1-9: Väsyminen, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2005, 41 s.
- [7] Eurokoodin soveltamisohje Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet –NCCI1, Liikenneviraston ohjeita 24/2014, Liikennevirasto, Helsinki, 2014, 111 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2014-24_ncci1_web.pdf
- [8] Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu –NCCI 2, Liikenneviraston ohjeita 13/2012, Liikennevirasto, Helsinki, 2012, 88 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2012-13_eurokoodin_soveltamisohje_ncci2_web.pdf
- [9] SFS-EN 1992-2, Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2005, 86 s.
- [10] Eurokoodin soveltamisohje Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu -NCCI 4, Liikenneviraston ohjeita 27/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 2016, 129 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2016-27_ncci4_web.pdf
- [11] SFS-EN 1993-2, Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 2: Terässillat, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2006, 104 s.
- [12] SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu, Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2015, 218 s.
- [13] Kerokoski O. Lindberg R. RTEK-3210 Teräsbetonirakenteet, Luentomoniste syksy 2009, Tampereen teknillinen yliopisto, 2009, 291 s.
- [14] Kerokoski O. Lindberg R. RAK-33200 Betonirakenteet, Teräsbetonirakenteet – osuus, Luentomoniste tammi-helmikuu 2015, Tampereen teknillinen yliopisto, 2015, 91 s.
- [15] By 36 Liittorakenteiden sovellusohjeet 1991, Suomen Betoniyhdistys r.y. Jyväskylä, 1991, 274 s.
- [16] Teräsbetoninen ulokelaattasilta (BUL) Suunnitteluohje
- [17] S. Aalto, Liikenneteorian perusteet, Luentomateriaali, S-38.1145, Teknillinen korkeakoulu, 2008. Saatavissa: <http://www.netlab.tkk.fi/opetus/s381145/ko8/luennot/>
- [18] Luotettavuusanalyysin perusteita siltojen kantavuuden arvioinnissa, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä nro20/2014, Liikennevirasto, Helsinki, 2014, 110 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2014-20_luotettavuusanalyysin_perusteita_web.pdf

- [19] Väyläverkoston yhtenäinen luokittelu kunnossapidon suunnittelua varten, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä nro10/2012, Liikennevirasto, Helsinki, 2012, 61 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2012-10_vaylaverkoston_yhtenainen_web.pdf
- [20] Siltojen kantavuuslaskentaohje, Liikenneviraston ohjeita, nro36/2015, Liikennevirasto, Helsinki, 2015, 61 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2015-36_siltojen_kantavuuslaskentaohje_web.pdf
- [21] Tien poikkileikkauksen suunnittelu, Liikenneviraston ohjeita, nro29/2013, Liikennevirasto, Helsinki, 2013, 75 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2013-29_tien_poikkileikkauksen_web.pdf
- [22] Siltojen suunnittelussa käytetyt kuormat ja osavarmuusluvut, NCCI 1 Taustadokumentti 2015, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 12/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 2016, 68 s. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2016-12_siltojen_suunnittelussa_web.pdf
- [23] T. Lunabba, Equivalent stresses of traffic loading by simulation, Destia, Helsinki, 2017.
- [24] O. Kerokoski, A. Köliö, A. Leppälä, J. Tulonen, J. Wuorenjuuri, Tutkimusohjelma elinkaaritehokas rata (TERA) osa 5 – sillat, Loppuraportti, Tampere, 2013.
- [25] Siltojen monitorointikäsikirja, Liikenneviraston ohjeita, nro2/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 2016, 86 s.
- [26] Nikula J. Teräsbetonisen laattapalkkisillan poikkisuuntainen väsyminen, Diplomityö, Oulu, 2017, 103 s.

Melttusen silta



Perustiedot		
Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Teräspalkin alalaippa	
Sijainti	$x =$	$0,25 \times L$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	37
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,925
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s [N/mm^2] =$	104
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	968 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	75 510
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	1 552
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	$1,65 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{0,25} [MNm] =$	4,81
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	45,12
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,59
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{0,25} [MNm] =$	3,76
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	35,27
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,46

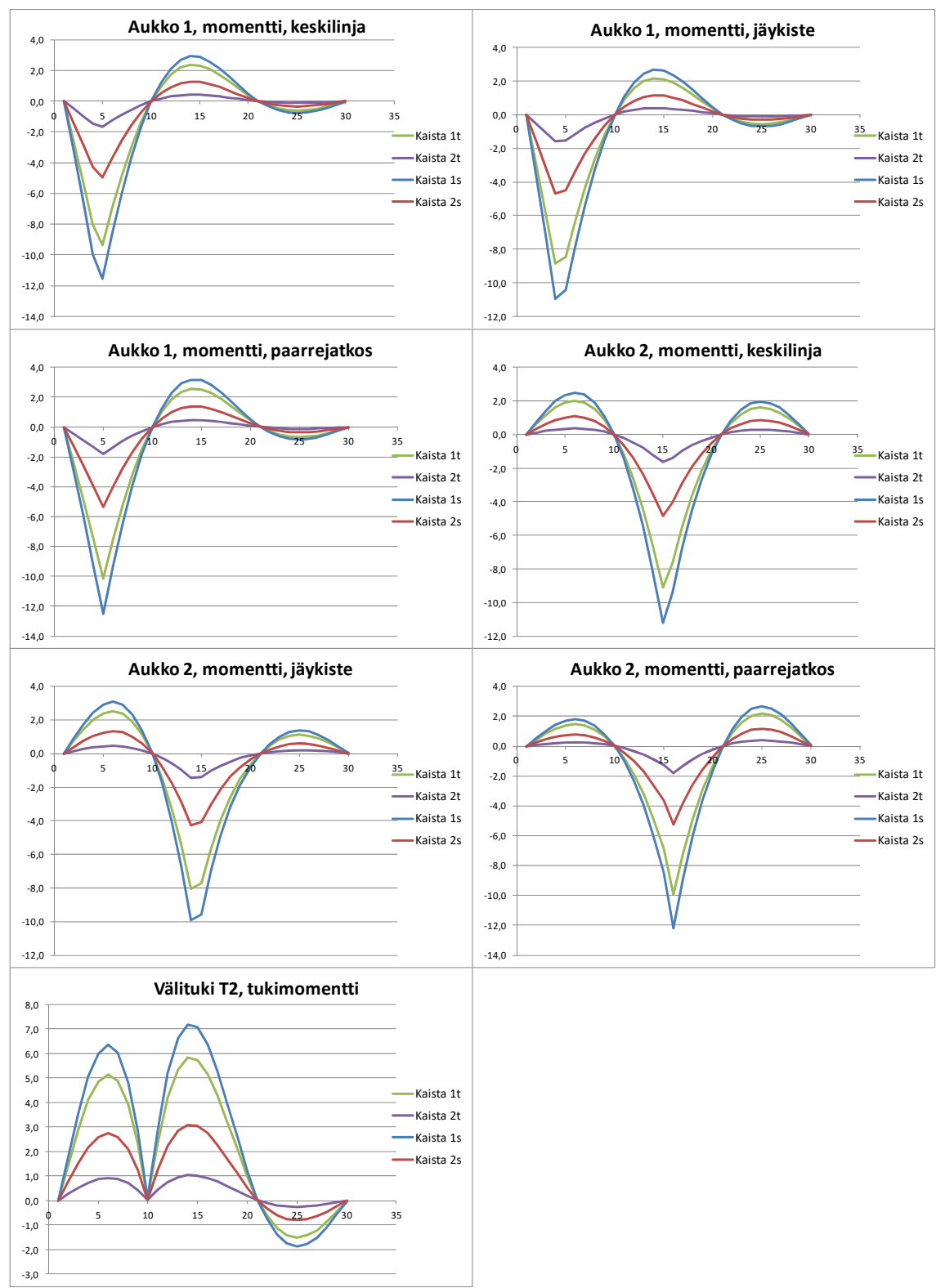
Perustiedot		
Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Teräspalkin alalaippa	
Sijainti	$x =$	$0,5 \times L$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t \text{ [mm]} =$	42
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,901
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	101
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	$A_c \text{ [mm}^2\text{]} =$	968 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} \text{ [mm}^2\text{]} =$	79 660
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} \text{ [mm]} =$	1 530
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} \text{ [mm}^4\text{]} =$	$1,68 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{0,5} \text{ [MNm]} =$	6,69
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	60,76
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,81
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{0,5} \text{ [MNm]} =$	5,17
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	46,96
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,63

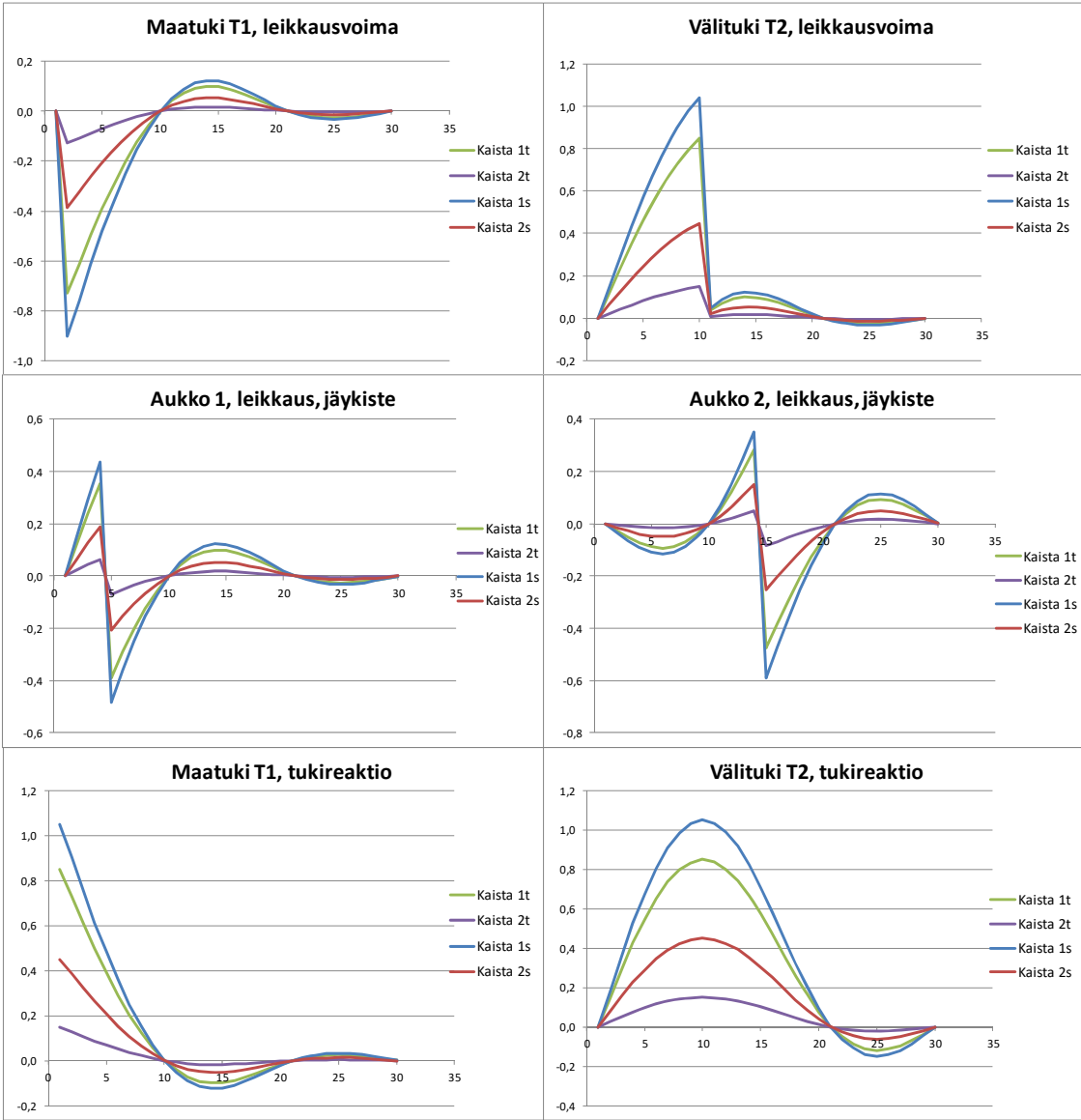
Perustiedot		
Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Päärrejatkos	
Sijainti	$x =$	$0,33 \times L$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	90
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	37
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,925
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s [N/mm^2] =$	83
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	968 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	75 510
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	1 552
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	$1,65 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{päärrejatkos} [MNm] =$	5,19
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	47,66
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,77
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{päärrejatkos} [MNm] =$	4,04
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	37,15
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,60

Perustiedot		
Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Uuman ja jäykisteen hitsiliitos	
Sijainti	$x =$	$0,33 \times L$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w [mm] =$	16
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoni-laatan ala	$A_c [mm^2] =$	968 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	75 510
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	1 552
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	$1,65 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{jäykiste} [MNm] =$	5,19
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	46,59
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,79
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{jäykiste} [MNm] =$	4,04
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	36,31
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,61

Leikkausjännitykset		
Teräspalkin uuman korkeus	h_w [mm] =	1 750
Teräspalkin uuman paksuus	t_w [mm] =	16
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{\text{jäykiste}}$ [MN] =	0,38
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²]	13,43
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,23
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{\text{jäykiste}}$ [MN] =	0,29
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²]	10,50
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,18
Yhdistetty taivutus ja leikkaus		
Liikenneluokka 1		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,49
Liikenneluokka 2		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,23

Liisanniemensilta





Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Teräspalkin alalaippa, aukko 1	
Sijainti	$x =$	0,4 x L1
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	40
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,910
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s [N/mm^2] =$	102
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoni-laatan ala	$A_c [mm^2] =$	1 286 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	90 080
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	2 326
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	$4,42 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1, alapaarre} [MNm] =$	10,57
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	55,58
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,74
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1, alapaarre} [MNm] =$	7,81
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	41,10
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,54

Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Teräspalkin alalaippa, aukko 2	
Sijainti	$x =$	0,5 x L2
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²] =	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	t_t [mm] =	40
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,910
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s$ [N/mm ²] =	102
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	A_c [mm ²] =	1 286 500
Teräspalkin ala	A_{ai} [mm ²] =	84 820
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	e_{oi} [mm] =	2 345
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	I_{yi} [mm ⁴] =	4,31 x 10 ¹¹
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko2, alapaarre}$ [MNm] =	10,50
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²] =	57,18
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,76
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko2, alapaarre}$ [MNm] =	8,16
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²] =	44,41
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,59

Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Päärrejatkos, aukko 1	
Sijainti	$x =$	$0,5 \times L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	90
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t \text{ [mm]} =$	30
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,964
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	87
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	$A_c \text{ [mm}^2\text{]} =$	1 286 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} \text{ [mm}^2\text{]} =$	77 460
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} \text{ [mm]} =$	2 407
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} \text{ [mm}^4\text{]} =$	$4,16 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{\text{aukko1, paarrej}} \text{ [MNm]} =$	10,93
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	63,20
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,98
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{\text{aukko1, paarrej}} \text{ [MNm]} =$	8,10
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	46,84
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,73

Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Päärrejatkos, aukko 2	
Sijainti	$x =$	$0,55 \times L_2$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	90
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t \text{ [mm]} =$	40
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,910
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	82
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	$A_c \text{ [mm}^2\text{]} =$	1 286 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} \text{ [mm}^2\text{]} =$	84 820
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} \text{ [mm]} =$	2 345
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} \text{ [mm}^4\text{]} =$	$4,31 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{\text{aukko2, paarrej}} \text{ [MNm]} =$	11,02
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	60,03
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,99
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{\text{aukko2, paarrej}} \text{ [MNm]} =$	8,29
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	45,15
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,74

Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Ylälaippa, välituki	
Sijainti	$x =$	L1
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²] =	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	t_t [mm] =	80
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,792
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s$ [N/mm ²] =	89
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	A_c [mm ²] =	1 286 500
Teräspalkin ala	A_{ai} [mm ²] =	153 720
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	e_{oi} [mm] =	725
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	I_{yi} [mm ⁴] =	$2,55 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{vt, \text{ylälaippa}}$ [MNm] =	6,95
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²] =	19,75
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,30
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{vt, \text{ylälaippa}}$ [MNm] =	4,92
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²] =	13,97
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,21

Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Jäykisteen ja alapaarteen liitos, aukko 1	
Sijainti	$x =$	0,4 x L1
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²] =	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	t_t [mm] =	30
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,964
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s$ [N/mm ²] =	77
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	A_c [mm ²] =	1 286 500
Teräspalkin ala	A_{ai} [mm ²] =	77 460
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	e_{oi} [mm] =	2 407
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	I_{yi} [mm ⁴] =	4,16 x 10 ¹¹
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{\text{aukko 1, jäykiste}}$ [MNm] =	9,91
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²] =	51,97
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,91
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{\text{aukko 1, jäykiste}}$ [MNm] =	7,51
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²] =	39,40
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,69

Leikkausjännitykset		
Teräspalkin uuman korkeus	h_w [mm] =	2 640
Teräspalkin uuman paksuus	t_w [mm] =	14
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{aukko1, jäykiste}$ [MN] =	0,40
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²]	9,51
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,16
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{aukko1, jäykiste}$ [MN] =	0,31
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²]	7,37
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,12
Yhdistetty taivutus ja leikkaus		
Liikenneluokka 1		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,75
Liikenneluokka 2		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,33

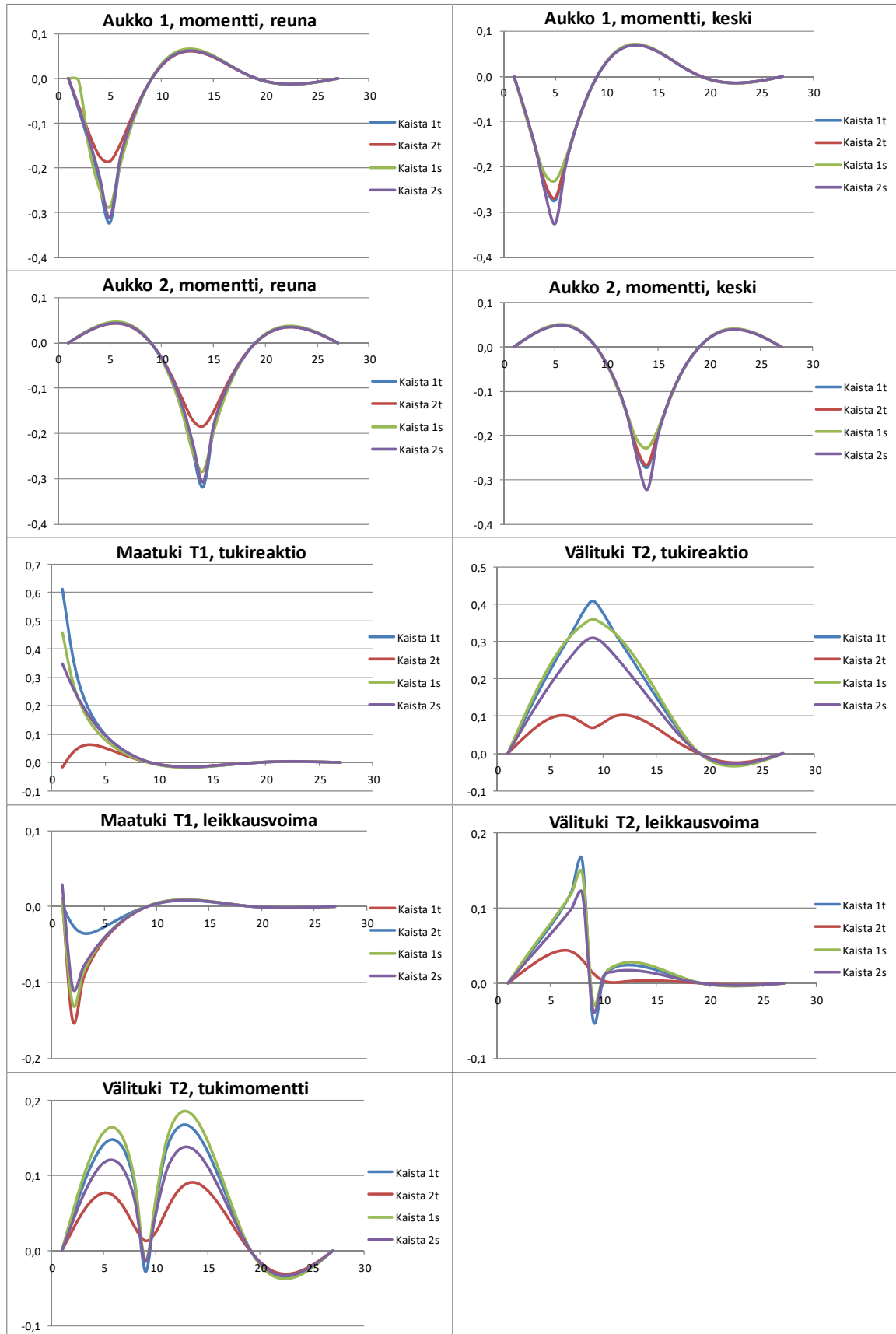
Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Jäykisteen ja alapaarteen liitos, aukko 2	
Sijainti	$x =$	0,5 x L2
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²] =	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	t_t [mm] =	40
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,910
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s$ [N/mm ²] =	73
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoni-laatan ala	A_c [mm ²] =	1 286 500
Teräspalkin ala	A_{ai} [mm ²] =	84 820
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	e_{oi} [mm] =	2 345
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	I_{yi} [mm ⁴] =	4,31 x 10 ¹¹
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{\text{aukko 2, jäykiste}}$ [MNm] =	10,30
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²] =	56,10
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	1,04
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{\text{aukko 2, jäykiste}}$ [MNm] =	7,72
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E$ [N/mm ²] =	42,05
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,78

Leikkausjännitykset		
Teräspalkin uuman korkeus	h_w [mm] =	2 630
Teräspalkin uuman paksuus	t_w [mm] =	14
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{\text{aukko2, jäykiste}}$ [MN] =	0,47
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²]	12,76
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,22
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{\text{aukko2, jäykiste}}$ [MN] =	0,36
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²]	9,78
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,16
Yhdistetty taivutus ja leikkaus		
Liikenneluokka 1		
Väsymisaste	Kaava 4.11	1,13
Liikenneluokka 2		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,47

Perustiedot		
Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Jäykisteen ja alapaarteen liitos, välituki	
Sijainti	$x =$	L1
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	80
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,792
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \times k_s [N/mm^2] =$	63
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osa-varmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	1 286 500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	153 720
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	2 149
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	$6,08 \times 10^{11}$
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{vt, jäykiste} [MNm] =$	6,95
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	24,58
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,52
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{vt, jäykiste} [MNm] =$	4,92
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	17,38
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \times f_y$	OK
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,37

Leikkausjännitykset		
Teräspalkin uuman korkeus	h_w [mm] =	2 540
Teräspalkin uuman paksuus	t_w [mm] =	18
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{vt, j\ddot{a}ykiste}$ [MN] =	0,76
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²]	16,65
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,28
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta Q_{vt, j\ddot{a}ykiste}$ [MN] =	0,56
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta \tau_E$ [N/mm ²]	12,29
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta \tau_E \leq 1,5 \times f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\Delta \tau_E \times \gamma_{Ff} / (\Delta \tau_c / \gamma_{Mf}) =$	0,21
Yhdistetty taivutus ja leikkaus		
Liikenneluokka 1		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,15
Liikenneluokka 2		
Väsymisaste	Kaava 4.11	0,05

Vähäjoen silta



Perustiedot		
Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 1, keskilinja	
Sijainti	$x =$	$0,5 \times L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200 000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31 476
Väsytyskuormien osavarmuusluku	$\gamma_{F,fat} =$	1,00
Väsytyskuormitetun betoniteräksen osa- varmuusluku	$\gamma_{S,fat} =$	1,15
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,ap} [mm^2] =$	3 800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,ap} / A_c =$	$6,56 \times 10^{-3}$
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1,keski} [kNm] =$	138,44
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	68,64
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,49
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1,keski} [kNm] =$	113,12
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	56,09
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,40

Perustiedot		
Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 1, reuna	
Sijainti	$x =$	$0,5 \times L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200 000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31 476
VäsytySKUORMIEN OSAVARMUUSLUKU	$\gamma_{F,fat} =$	1,00
VäsytySKUORMITETUN BETONITERÄKSEN OSAVARMUUSLUKU	$\gamma_{S,fat} =$	1,15
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,ap} [mm^2] =$	3 800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,ap} / A_c =$	$6,56 \times 10^{-3}$
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1, reuna} [kNm] =$	134,33
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2]$	66,61
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,47
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko1, reuna} [kNm] =$	109,79
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2]$	54,44
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,39

Perustiedot		
Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 2, keskilinja	
Sijainti	$x =$	$0,5 \times L_2$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200 000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31 476
VäsytySKUORMIEN OSAVARMOUSLUKU	$\gamma_{F,fat} =$	1,00
VäsytySKUORMITETUN BETONITERÄKSEN OSAVARMOUSLUKU	$\gamma_{S,fat} =$	1,15
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,ap} [mm^2] =$	3 800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,ap} / A_c =$	$6,56 \times 10^{-3}$
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko2,keski} [kNm] =$	138,58
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	68,71
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,49
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko2,keski} [kNm] =$	113,65
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	56,35
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,40

Perustiedot		
Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 2, reuna	
Sijainti	$x =$	$0,5 \times L_2$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200 000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31 476
Väsytyskuormien osavarmuusluku	$\gamma_{F,fat} =$	1,00
Väsytyskuormitetun betoniteräksen osa- varmuusluku	$\gamma_{S,fat} =$	1,15
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,ap} [mm^2] =$	3 800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,ap} / A_c =$	$6,56 \times 10^{-3}$
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko2, reuna} [kNm] =$	131,92
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	65,41
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,46
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{aukko2, reuna} [kNm] =$	109,84
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	54,46
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,39

Perustiedot		
Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Tukilinja T2, pilari P2	
Sijainti	$x =$	$1,0 \times L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200 000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31 476
Väsytyskuormien osavarmuusluku	$\gamma_{F,fat} =$	1,00
Väsytyskuormitetun betoniteräksen osa- varmuusluku	$\gamma_{S,fat} =$	1,15
Väsymistarkastelu		
Normaalijännitykset		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,yp} [mm^2] =$	3 800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	627,5
Laatan korkeus	$h [mm] =$	660
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,yp} / A_c =$	$6,06 \times 10^{-3}$
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	152
Liikenneluokka 1		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{välituki} [kNm] =$	147,46
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	67,26
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,48
Liikenneluokka 2		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$\Delta M_{välituki} [kNm] =$	117,19
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	53,45
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \times \gamma_{F,fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}) =$	0,38

Herkkyystarkastelu

Liikenneluokka 1			Liikenneluokka 2		
Momentti- vaihtelu [MNm]	Jännitysvaihtelu [N/mm ²]	Syklien määrä [kpl/100 vuotta]	Momentti- vaihtelu [MNm]	Jännitysvaihtelu [N/mm ²]	Syklien määrä [kpl/100 vuotta]
0,00	0,00	178740333	0,00	0,00	57636462
0,13	1,16	16756167	0,13	1,16	5404000
0,26	2,32	11552500	0,26	2,32	3807231
0,38	3,48	11080500	0,38	3,48	3187923
0,51	4,64	5961833	0,51	4,64	1695231
0,64	5,80	2711000	0,64	5,80	898615
0,77	6,96	2190000	0,77	6,96	737154
0,89	8,12	2228333	0,89	8,12	700769
1,02	9,28	2267667	1,02	9,28	661538
1,15	10,44	2282667	1,15	10,44	636538
1,28	11,60	2171833	1,28	11,60	617846
1,40	12,76	1999500	1,40	12,76	584615
1,53	13,92	1841500	1,53	13,92	554231
1,66	15,08	1676333	1,66	15,08	515077
1,79	16,24	1532167	1,79	16,24	479231
1,92	17,40	1404333	1,92	17,40	442769
2,04	18,56	1286833	2,04	18,56	410846
2,17	19,71	1161333	2,17	19,71	395923
2,30	20,87	1111500	2,30	20,87	373385
2,43	22,03	1113333	2,43	22,03	372154
2,55	23,19	1131167	2,55	23,19	370846
2,68	24,35	1166500	2,68	24,35	362923
2,81	25,51	1209000	2,81	25,51	377077
2,94	26,67	1298333	2,94	26,67	375077
3,06	27,83	1378167	3,06	27,83	372615
3,19	28,99	1424167	3,19	28,99	385000
3,32	30,15	1479500	3,32	30,15	380077
3,45	31,31	1504167	3,45	31,31	372462
3,58	32,47	1469000	3,58	32,47	350231
3,70	33,63	1437167	3,70	33,63	323154
3,83	34,79	1371167	3,83	34,79	303308
3,96	35,95	1282167	3,96	35,95	267615
4,09	37,11	1166833	4,09	37,11	237000
4,21	38,27	1021500	4,21	38,27	208846
4,34	39,43	921167	4,34	39,43	186769

4,47	40,59	777500	4,47	40,59	165308
4,60	41,75	661167	4,60	41,75	135154
4,72	42,91	557500	4,72	42,91	110846
4,85	44,07	459500	4,85	44,07	88692
4,98	45,23	366833	4,98	45,23	70538
5,11	46,39	301333	5,11	46,39	56538
5,24	47,55	205500	5,24	47,55	42000
5,36	48,71	163667	5,36	48,71	30000
5,49	49,87	124667	5,49	49,87	23538
5,62	51,03	96000	5,62	51,03	15923
5,75	52,19	72000	5,75	52,19	11615
5,87	53,35	45000	5,87	53,35	7308
6,00	54,51	29167	6,00	54,51	5000
6,13	55,67	17833	6,13	55,67	4154
6,26	56,83	11667	6,26	56,83	2154
6,38	57,99	6500	6,38	57,99	1231
6,51	59,14	4500	6,51	59,14	1308
6,64	60,30	5167	6,64	60,30	385
6,77	61,46	2000	6,77	61,46	308
6,89	62,62	1500	6,89	62,62	0
7,02	63,78	667	7,02	63,78	0
7,15	64,94	333	7,15	64,94	77

